

Original

CONTRIBUIÇÃO À CLASSIFICAÇÃO DOS SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO E  
MÉTODOS DE ANÁLISE EM EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS EM AÇO

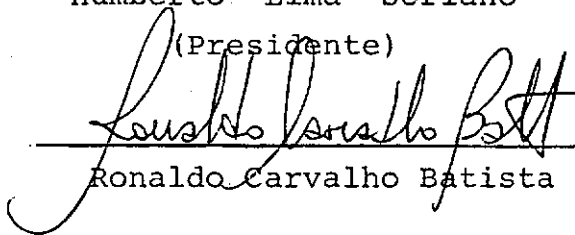
Raimundo Calixto de Melo Neto

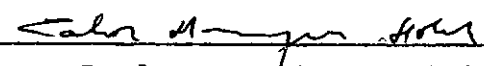
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE  
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE  
JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO  
GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.) EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

  
Humberto Lima Soriano

(Presidente)

  
Ronaldo Carvalho Batista

  
Carlos Henrique Holck

MELO NETO, R. CALIXTO

CONTRIBUIÇÃO À CLASSIFICAÇÃO DOS SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO E MÉTODOS DE A NÁLISE EM EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS EM AÇO (RIO DE JANEIRO) 1987.

x, 128 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., ENGENHARIA CIVIL, 1987).

TESE - UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO , COPPE.

1. ESTRUTURAS I. COPPE/UFRJ II. TÍTULO (SÉRIE).

À minha esposa, ANA CLEINE.

## AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Humberto Lima Soriano, pelo exemplo profissional, amizade e conhecimentos transmitidos durante a orientação deste trabalho.

A todos os professores da COPPE/UFRJ, pelos ensinamentos recebidos e em especial ao Prof. Álvaro Façanha de Almeida Motta, pelo constante apoio e incentivo durante os meus estudos de pós-graduação.

À FEM - Fábrica de Estruturas Metálicas S/A, nas pessoas do seu Presidente, Eng<sup>o</sup> Miguel Mercante, e de seu Gerente de Projetos, Eng<sup>o</sup> Ildoni Hélio Belley, pela concessão do tempo necessário à realização do meu curso de mestrado.

Aos meus pais, Edmilson (in memoriam) e Zilete, pelo exemplo de dignidade e trabalho que me legaram.

À minha esposa, pelo apoio e compreensão, sem os quais não teria concluído este trabalho.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

CONTRIBUIÇÃO À CLASSIFICAÇÃO DOS SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO E  
MÉTODOS DE ANÁLISE EM EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS EM AÇO

Raimundo Calixto de Melo Neto

Janeiro, 1987

Orientador: Humberto Lima Soriano

Programa: Engenharia Civil

O presente trabalho objetiva classificar os sistemas de contraventamento para os edifícios de andares múltiplos em aço, bem como aferir dois métodos aproximados de análise destes sistemas sob a ação de carregamentos laterais.

Os sistemas de contraventamento aqui abordados são aqueles utilizados nos edifícios em aço em todo o mundo para garantir a rigidez destas edificações quanto à ação dos referidos carregamentos.

Os citados métodos de análise são adequados em uma fase preliminar de projeto, onde se procura reduzir os custos computacionais decorrentes de análises mais precisas. Ambos utilizam a hipótese de diafragmas horizontais rígidos para as lajes de piso. No primeiro método, são feitas as compatibilizações de deslocamentos horizontais isoladamente ao nível de cada piso. No segundo, a compatibilização de deslocamentos horizontais é feita em um único piso, preferencialmente aquele do topo. Através de exemplos, são feitas comparações com modelos mais precisos e formuladas conclusões quanto ao emprego dos métodos citados anteriormente.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M. Sc.)

CONTRIBUTION TO THE CLASSIFICATION OF THE BRACING SYSTEMS  
AND METHODS OF ANALYSIS OF MULTI STOREY BUILDINGS IN STEEL

Raimundo Calixto de Melo Neto

January, 1987

Chairman : Humberto Lima Soriano

Department: Civil Engineering

This work aims to classify the bracing systems for multi storey buildings in steel and to check two approximate methods for the analysis of these systems under the action of lateral loading.

The bracing systems studied here are the ones used in steel buildings all over the world to provide adequate stiffness against that loading.

The mentioned methods of analysis are suitable for a preliminary stage of design, when it is desirable to have computation costs smaller than more precise methods would require. In both methods it is considered the hypothesis of stiff horizontal diaphragms for the floor slabs. In the first one, a compatibility is imposed on the horizontal displacements at the level of each floor. In the second one, the compatibility of these displacements is made for only one floor, preferably for the top one. Using some examples, comparisons are made between these two and more precise methods and conclusions about the approximate ones are drawn.

## ÍNDICE

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO .....	1
CAPÍTULO II - CLASSIFICAÇÃO DOS SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO .....	4
II.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	4
II.2 - CONTRAVENTAMENTO EM QUADRO COM NÓS RÍGIDOS .....	8
II.2.1 - COMPORTAMENTO DO QUADRO COM NÓS RÍGIDOS SOB AÇÃO DE UM CARREGAMENTO LATERAL .....	11
II.3 - CONTRAVENTAMENTO EM TRELIÇA .....	14
II.3.1 - TIPOS DE CONTRAVENTAMENTOS EM TRELIÇA .....	15
II.4 - CONTRAVENTAMENTO EM PILAR-PAREDE DE CONCRETO OU AÇO .....	30
II.4.1 - INTERAÇÃO QUADRO COM NÓS RÍGIDOS - PILAR-PAREDE. ....	34
II.4.2 - INTERAÇÃO PILAR-PAREDE E COLUNAS EXTERIORES .....	35
II.5 - CONTRAVENTAMENTO COM TRELIÇAS ALTERNADAS ..	41
II.6 - SISTEMAS TUBULARES DE CONTRAVENTAMENTO ...	45
II.7 - CONTRAVENTAMENTOS HORIZONTAIS .....	59
CAPÍTULO III - ANÁLISE APROXIMADA DA DISTRIBUIÇÃO DO CARREGAMENTO LATERAL DE VENTO .....	64
III.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	64
III.2 - MÉTODO DA COMPATIBILIZAÇÃO HORIZONTAL ISOLADA EM CADA PISO .....	67
III.3 - MÉTODO DA COMPATIBILIZAÇÃO HORIZONTAL EM UM ÚNICO PISO .....	76

CAPÍTULO IV - EXEMPLOS DE APLICAÇÕES .....	81
IV.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	81
IV.2 - EXEMPLO I .....	82
IV.2.1 - MÉTODO DA COMPATIBILIZAÇÃO HORIZONTAL ISOLADA EM CADA PISO .....	82
IV.2.2 - MÉTODO DA COMPATIBILIZAÇÃO HORIZONTAL EM UM ÚNICO PISO .....	88
IV.2.3 - RESULTADOS .....	90
IV.3 - EXEMPLO II .....	100
IV.3.1 - MÉTODO DA COMPATIBILIZAÇÃO HORIZONTAL ISOLADA EM CADA PISO .....	104
IV.3.2 - MÉTODO DA COMPATIBILIZAÇÃO HORIZONTAL EM UM ÚNICO PISO .....	106
IV.3.3 - RESULTADOS .....	106
IV.4 - CONCLUSÕES .....	115
APÊNDICE I - EXEMPLOS DE LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS ESTRUTU- RAIS .....	118
APÊNDICE II - PROGRAMA PARA APLICAÇÃO DO MÉTODO I .....	120
APÊNDICE III - TABELAS DE PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS PARA O EXEMPLO II .....	122
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	124



## NOMENCLATURA

- $P$  - número de componentes verticais
- $p$  - p-ésimo componente vertical
- $R_i$  - resultante do carregamento lateral correspondente ao i-ésimo piso
- C.R. - centro de rigidez
- $\tilde{f}_i$  - vetor de componentes da resultante  $R_i$
- $\tilde{d}_i$  - vetor dos deslocamentos de corpo rígido da i-ésima laje
- $\theta^p$  - ângulo de inclinação do p-ésimo componente vertical
- YYZ - sistema de referência global da estrutura
- $x^p y^p z^p$  - sistema de referência local do p-ésimo componente vertical
- X'Y'Z' - sistema de referência auxiliar para determinação da posição do centro de rigidez
- $s_i^p$  - "coeficiente de rigidez" do p-ésimo componente vertical no i-ésimo piso
- $d_i^p$  - deslocamento horizontal associado ao p-ésimo componente vertical no i-ésimo piso
- $\tilde{B}^p$  - matriz de transformação de deslocamentos para o p-ésimo componente vertical
- $\tilde{S}_i$  - matriz de rigidez global do i-ésimo piso
- $f_i^p$  - parcela do carregamento lateral correspondente ao p-ésimo componente vertical
- $\bar{Y}$  - excentricidade do carregamento lateral
- $M$  - número de componentes verticais paralelos a X
- $m$  - m-ésimo componente vertical
- $N$  - número de componentes verticais paralelos a Y
- $n$  - n-ésimo componente vertical

- q - carregamento lateral total por unidade de comprimento, atuante na edificação
- R - resultante do carregamento lateral total
- $s^p$  - "coeficiente de rigidez" do p-ésimo componente vertical
- $d^p$  - deslocamento horizontal no topo do p-ésimo componente vertical correspondente ao carregamento q
- d - deslocamento horizontal no topo do edifício segundo a direção X
- $\theta$  - rotação da edificação no último piso em torno do eixo Z
- $d_c^p$  - deslocamento "correto" do p-ésimo componente vertical
- $c^p$  - coeficiente de correção para o p-ésimo componente vertical

## CAPÍTULO I

## INTRODUÇÃO

Devido ao elevado preço de áreas para construção nos grandes centros urbanos, e com a utilização dos aços de alta resistência mecânica como material estrutural, houve uma tendência na construção de edifícios de andares múltiplos com uma maior altura em áreas mais reduzidas. Este aumento de esbeltez (relação altura/menor dimensão horizontal), aliado à utilização de paredes divisórias leves e sem caráter estrutural, torna o efeito do carregamento lateral de vento de grande relevância para estas edificações. A determinação das cargas estáticas devido à ação do vento, bem como os critérios para dimensionamento dos elementos estruturais em aço ou concreto, são bastante conhecidos através das normas. Assim, é de fundamental importância, também, o conhecimento dos sistemas de resistência às cargas laterais para estes edifícios antes da escolha do modelo estrutural de análise.

Os modelos de análise mais precisos são aqueles que consideram a estrutura como tridimensional, com a suposição das lajes como diafragmas rígidos (sem deformação em seus próprios planos) e que fazem a compatibilização de todos os deslocamentos da estrutura. Os modelos mais simplificados são aqueles que fazem apenas algumas compatibilizações de deslocamentos e podem ser adotados desde que as suas limitações sejam conhecidas.

Devido à tradição no Brasil ser a construção dos edifícios de andares múltiplos em concreto, os sistemas de resis

tência às cargas laterais para a edificação com este material são os mais conhecidos e disponíveis na literatura. Entretanto, com o aumento na produção interna de aço no país, nos últimos anos, foram construídos diversos edifícios com estrutura em aço. No futuro, a construção em aço deverá ocupar um amplo segmento da construção civil, como acontece no exterior. Para estas edificações, praticamente não se dispõe no Brasil de um amplo texto acerca dos sistemas de resistência às cargas laterais. Devido a esta falta de literatura, em muitas ocasiões os projetistas deixam de analisar uma alternativa em aço para a estrutura do edifício, que poderia ser mais viável do ponto de vista econômico.

No Capítulo II deste trabalho, descrevem-se as diversas técnicas de sistemas de contraventamento que podem ser adotadas para proporcionar a rigidez lateral adequada aos edifícios de andares múltiplos em aço, quando da ação dos carregamentos laterais. Os sistemas aqui abordados são aqueles utiliza-dos em diferentes tipos de edifícios em todo o mundo, ou que ainda estão em estudo. Procura-se dar ênfase ao comportamento de tais sistemas sob a ação do carregamento lateral (modos de deformação), pois, dependendo do método de análise a ser utilizado, podem-se cometer erros grosseiros quando em um edifício se faz associações de componentes verticais resistentes com comportamentos distintos sob a ação destes carregamentos.

No Capítulo III, são apresentados dois métodos a -proximados para a análise do carregamento lateral em edifícios de andares múltiplos, os quais são comumente utilizados nos escritórios de projeto devido ao alto custo computacional para

uma análise precisa, que é evitado principalmente numa fase de ante-projeto.

O primeiro método, aqui chamado método I, é o que normalmente consta nas bibliografias estrangeiras ( 9 ) para a análise dos edifícios em aço. Neste método, com a utilização da hipótese do diafragma rígido para as lajes, são feitas compatibilizações de deslocamentos horizontais isoladamente ao nível dos diversos pisos.

No segundo método (método II), mais utilizado entre os projetistas de estruturas em concreto ( 2 ), da mesma forma que no método anterior, utiliza-se a hipótese do diafragma para uma compatibilização de deslocamentos horizontais em um único piso, preferencialmente aquele do topo. Apesar de os métodos aproximados abordados neste texto serem de uso em diversos estágios de projeto, falta a aferição dos seus graus de aproximação com fins de confiabilidade em etapas de projeto e principalmente para edificações esbeltas, constatando-se inclusive o uso inadequado dos mesmos. Esta aferição foi feita no Capítulo IV, onde dois exemplos foram analisados pelos métodos aproximados citados anteriormente, como também através dos programas APEL (15) e ATEEL (17). Estes programas foram desenvolvidos para a análise de edifícios de andares múltiplos, porém com um maior grau de precisão, pois consideram uma maior compatibilização de deslocamentos; entretanto, têm um maior custo computacional, o que dificulta o seu uso principalmente em uma fase preliminar de projeto. Os resultados obtidos para estes exemplos são analisados e formuladas conclusões referentes aos métodos aproximados citados anteriormente.

## CAPÍTULO II

### CLASSIFICAÇÃO DOS SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO

#### II.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A principal parcela do custo da estrutura, de um edifício em aço, é usualmente aquela que corresponde ao peso da quantidade de aço consumida. O peso deste aço está relacionado diretamente com a eficiência do sistema estrutural adotado e relacionados a este último estão os custos referentes à fabricação e montagem da estrutura.

Uma maior eficiência de um sistema estrutural se obtém pela minimização do consumo de aço acima daquele necessário para resistir às cargas verticais de origem gravitacional. Desta forma, torna-se muito importante, em cada projeto específico, um estudo para a redução desse peso extra de aço. Este consumo extra se refere à parcela do peso total da estrutura necessária ao enrijecimento (contraventamento) do edifício quando da ação das cargas laterais, as quais podem ser devido à ação do vento ou de abalos sísmicos.

A Figura II.1 (1) mostra o acentuado crescimento da quantidade de aço necessária para a resistência às cargas laterais no caso de um edifício em aço, com sistema de contraventamento em quadro de nós rígidos com cinco vãos, que será analisado posteriormente. Com respeito às cargas de origem gravitacional, o peso da estrutura cresce quase que linearmente com o número de andares. Contudo, para a resistência às cargas late-

rais, este peso cresce muito mais rapidamente. A curva tracejada mostra a variação do peso da estrutura no caso da utilização de um sistema de contraventamento adequado.

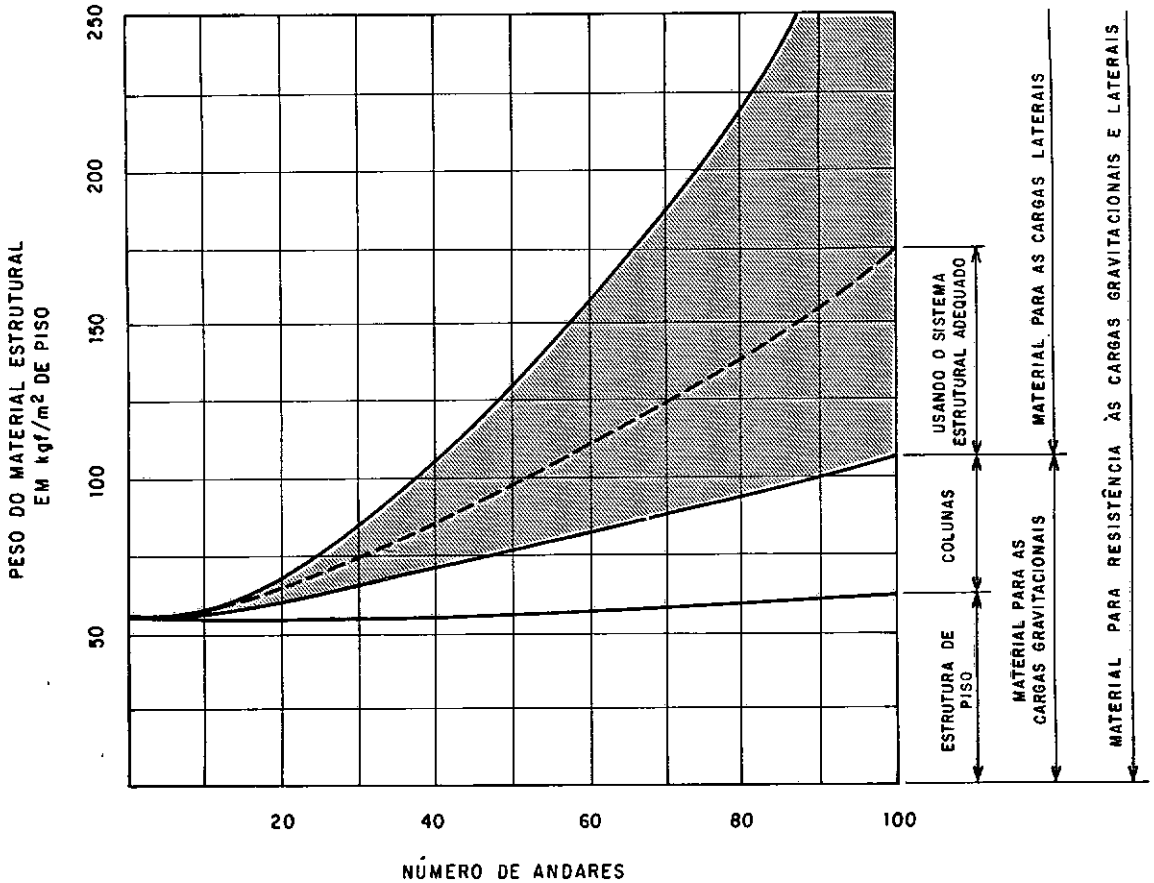


FIGURA II.1 - VARIAÇÃO DO PESO DA ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO EM AÇO DEVIDO A AÇÃO DO CARREGAMENTO LATERAL E GRAVITACIONAL.

A esbeltez dos edifícios (máxima relação altura - largura), juntamente com o uso de materiais leves e sem caráter estrutural para paredes divisórias e fechamentos, têm conduzido a estruturas cada vez mais susceptíveis ao efeito do vento.

Para um projeto econômico, tem-se que escolher pa-

ra cada tipo de edifício alto o sistema contraventamento que se comporta mais adequadamente quanto ao carregamento lateral de vento.

Este comportamento diz respeito não somente à resistência da edificação, mas também quanto ao conforto humano frente às vibrações causadas por estas solicitações (golfadas de vento), além do funcionamento adequado de elevadores e de elementos de revestimento (quando da estrutura deformada).

Além deste comportamento adequado frente aos carregamentos laterais, na escolha de um sistema de contraventamento devem-se observar outros aspectos tais como:

#### a) UTILIZAÇÃO

Os contraventamentos constituídos de sistemas com diagonais ou em paredes maciças criam pontos de obstrução no edifício e, por conseguinte, interferem com o "layout" interno. Devido a estas interferências, é comum a utilização destes sistemas em combinação com os meios de circulação vertical, tais como caixas de escadas e elevadores.

#### b) ECONOMIA

Para cada caso isolado deve ser analisado se o edifício pode ser enrijecido (para as cargas laterais) mais economicamente por contraventamentos em aço ou através de pilares-parede e núcleos de concreto. Geralmente os sistemas de contraventamento em aço são mais econômicos, especialmente quando existem grandes vãos, o que é desejável devido aos espaços li-



vres entre colunas.

#### c) APARÊNCIA EXTERNA

Quando são usados sistemas de contraventamento com diagonais ou quadro de nós rígidos nas paredes externas do edifício, os mesmos podem ser concebidos de forma a dar uma contribuição arquitetônica. Tais concepções são comuns para edifícios de grande altura, dando origem aos sistemas tubulares de contraventamento que serão apresentados posteriormente.

#### d) MÉTODO CONSTRUTIVO

Do ponto de vista de montagem, os núcleos construídos de concreto são corpos estranhos no contexto de uma estrutura de aço. A velocidade com que o núcleo de concreto pode ser construído por processo de fôrmas deslizantes pode levar a conclusões errôneas a respeito do prazo global de construção , pois é necessário levar em conta os prazos para a colocação e posterior retirada das fôrmas. Um outro fator agravante é que a montagem da estrutura de aço geralmente não pode ser iniciada até que a concretagem do núcleo tenha sido concluída. Além disso, as diferenças de tolerâncias aplicáveis ao concreto e à estrutura de aço, como também a deformação lenta do concreto (3), associadas aos problemas de ligações dos componentes da estrutura com o núcleo, podem dar origem a dificuldades e provocar atrasos. A construção geralmente se faz sem maiores problemas e com maior facilidade se o núcleo for em aço e montado juntamente com o restante da estrutura.

Nos itens que se seguem, faremos uma classificação dos principais sistemas de contraventamento que são utilizados nos edifícios de andares múltiplos em aço.

## II.2 - CONTRAVENTAMENTO EM QUADRO COM NÓS RÍGIDOS

Um quadro com nós rígidos terá sua resistência às cargas laterais através da rigidez de suas ligações. O sistema estrutural de um edifício pode ser concebido com quadro de nós rígidos em uma ou nas duas direções. Quando for adotada a solução de quadro de nós rígidos em uma direção, a estabilidade na outra direção deve ser garantida através de outros tipos de contraventamentos. A Figura II.2 mostra um edifício com contraventamento em quadro de nós rígidos. Na parte (a) da figura existem nós rígidos nas duas direções, e em (b) somente no sentido transversal.

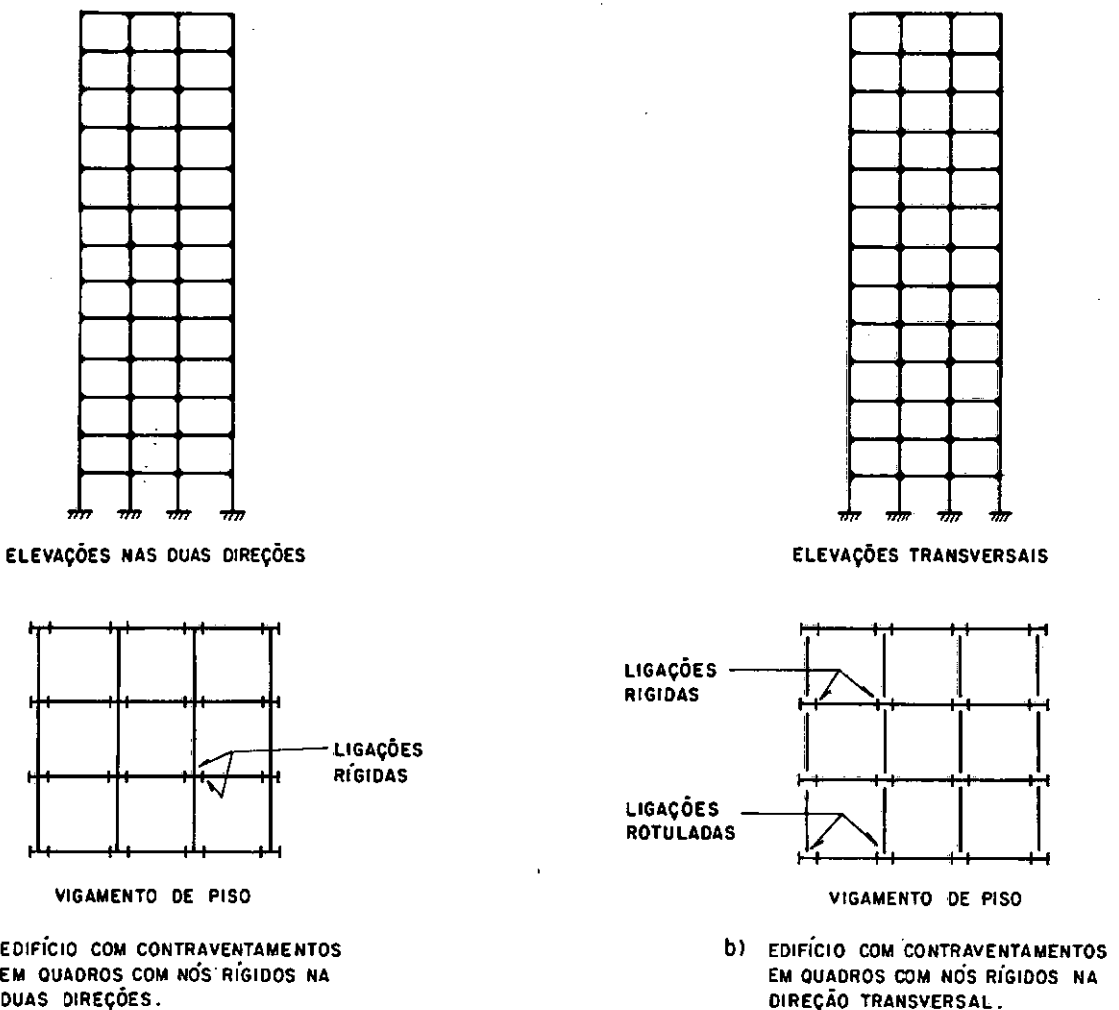


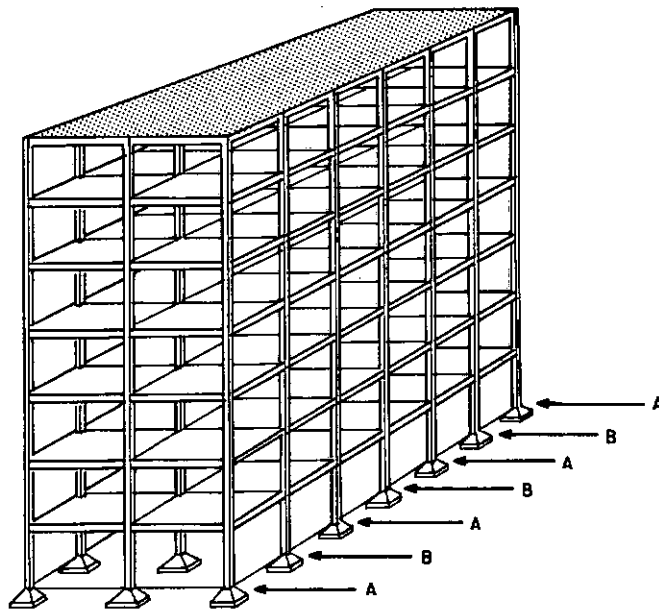
FIGURA II.2 - SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTOS EM QUADROS COM NÓS RÍGIDOS.

Uma ligação viga-pilar é considerada como sendo rígida se a mesma possuir resistência para suportar o momento último da viga, o esforço cortante correspondente e se o ângulo inicial entre a viga e o pilar permanecer praticamente inalterado até que o momento último seja atingido. Quando esse momento é atingido, uma ligação rígida, para ser considerada dúctil, deve ser capaz de sofrer, sem ruptura, grandes rotações inelásticas que permitam a formação de uma rótula plástica e a redistribuição dos esforços. Existem diversos tipos de ligações que atendem a esta imposição, e as mais comumente usadas encontram-se no Apêndice I.

A principal vantagem de um quadro com nós rígidos, comparado a outros tipos de sistemas capazes de resistirem aos carregamentos laterais, é a sua ductilidade. Em determinados projetos, nas zonas de atividade sísmica, utilizam-se quadros de nós rígidos unicamente pela sua ductilidade; os outros elementos de resistência sendo dimensionados para a totalidade das cargas laterais (9).

Os edifícios com sistema de contraventamento em quadros de nós rígidos têm ainda a vantagem de oferecer uma maior flexibilidade para a disposição do espaço funcional e para modificações futuras que se fizerem necessárias. Na realidade, não são necessários que todos os planos verticais sejam elementos de resistência às cargas laterais, pois, dependendo do tipo de laje utilizada, as mesmas podem ser consideradas como dia

fragmas horizontais com rigidez infinita no seu plano, servindo como elementos de transferência das parcelas de cargas laterais correspondentes aos quadros com nós não rígidos (instáveis lateralmente) àqueles com nós rígidos, conforme mostrado na Figura II.3. Nestes casos devem ser tomadas precauções especiais quanto à estabilidade dos quadros lateralmente instáveis, na ocasião da montagem da estrutura.



- A - QUADROS COM NÓS RÍGIDOS  
B - QUADROS INSTÁVEIS LATERALMENTE

FIGURA II. 3 - UTILIZAÇÃO PARCIAL DOS QUADROS COMO ELEMENTOS DE RESISTÊNCIA ÀS CARGAS LATERAIS.

Do ponto de vista econômico, os quadros com nós rígidos são menos vantajosos, uma vez que a execução das ligações rígidas exige um maior trabalho de fábrica e de montagem. Além disso, as colunas dos quadros com nós rígidos, por estarem

sujeitas à flexão além da carga axial, necessitam de . secções mais pesadas. Entretanto, para as construções pouco elevadas (até 10 andares), o sistema de resistência às cargas laterais po de ser constituído unicamente de quadros com nós rígidos em aço. De fato, este sistema pode ser eficaz contanto que o mesmo possa resistir às cargas laterais e sofrer deslocamentos laterais aceitáveis, sem que seja necessário aumentar as seções das vigas e pilares obtidas para as cargas permanentes . Entretanto , a flexibilidade dos quadros de nós rígidos em aço, definida como sendo o deslocamento lateral produzido por uma carga horizon tal unitária, é maior que a de outros sistemas de contravento . Resulta daí que os quadros com nós rígidos de mais de uma dezena de andares são em geral ineficazes para resistir aos carregamentos laterais. De fato, devido à flexibilidade desses quadros, à proporção que a altura do edifício aumenta, os deslocamentos laterais e os efeitos  $P-\Delta$  (2ª ordem) tornam-se cada vez mais relevantes (9).

## II.2.1 - COMPORTAMENTO DO QUADRO COM NÓS RÍGIDOS SOB AÇÃO DE UM CARREGAMENTO LATERAL

Devido à continuidade dos elementos que compõem um quadro com nós rígidos, os mesmos respondem às cargas laterais principalmente com a flexão das vigas e colunas. (Figura II.4).

A capacidade de carga de um quadro com nós rígidos depende diretamente da resistência das vigas e colunas isoladamente, e sua capacidade decresce com o aumento do pé direito e espaçamento entre colunas.

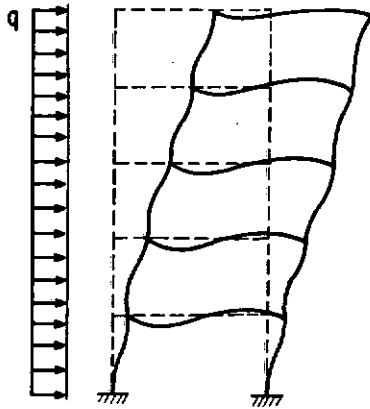


FIGURA II.4 - QUADRO COM NÓS RÍGIDOS SOB AÇÃO DE UM CARREGAMENTO LATERAL.

A deflexão lateral de um quadro com nós rígidos é devida a dois modos de deformação (Figura II.5)

a) MODO FLEXIONANTE

Neste modo de deformação, o quadro com nós rígidos sob ação de um carregamento lateral se comporta como uma viga em balanço, a qual flete devido ao alongamento das colunas a barlavento e encurtamento das colunas a sotavento. Este modo de deformação é responsável por cerca de 20% da deflexão total da estrutura (1).

b) MODO CORTANTE

Neste caso, a resposta da estrutura à ação do carregamento lateral é através da flexão isolada das suas vigas e colunas. Estas flexões provocam uma distorção da estrutura como um todo. Este modo de deformação é responsável por cerca de 80% da deflexão total, sendo 65% devido à flexão das vigas

e 15% devido à flexão das colunas (1).

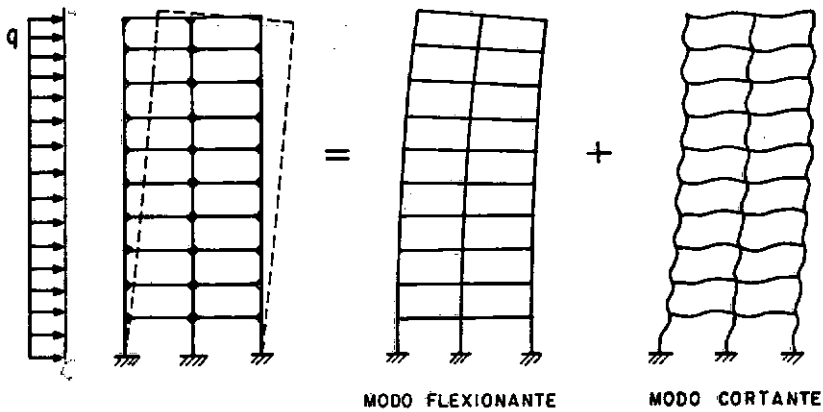


FIGURA II.5 - MODOS DE DEFORMAÇÃO DE UM QUADRO COM NÓS RÍGIDOS SOB AÇÃO DE UM CARREGAMENTO LATERAL.

Diversos métodos aproximados para a análise de quadros com nós rígidos são baseados na existência de pontos de inflexão à meia altura dos andares e nos pontos médios dos vãos das vigas, conforme mostrado na Figura II.6. Estas suposições são mais reais quando a rigidez à flexão das colunas é próxima à das vigas, pois à medida que a rigidez à flexão das colunas aumenta em relação à das vigas, há uma maior participação do modo flexionante, com uma redução da flexão dos elementos isoladamente.

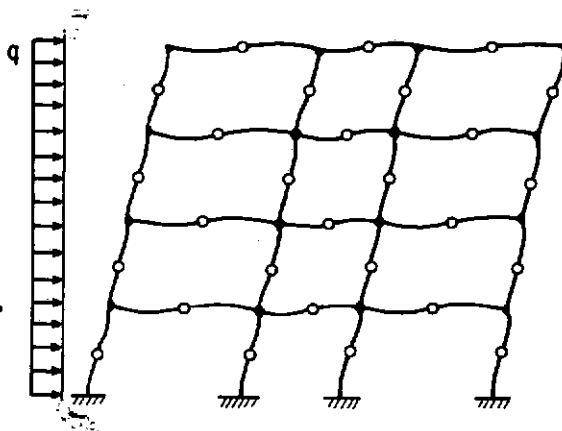


FIGURA II.6 - QUADRO COM NÓS RÍGIDOS PARA ANÁLISE APROXIMADA SOB CARREGAMENTO LATERAL.

### II.3 - CONTRAVENTAMENTO. EM TRELIÇA

Os contraventamentos em treliça (assim chamados devido à utilização de diagonais) são os mais econômicos e eficazes desde que não haja conflito com a disposição dos espaços internos do edifício. Geralmente, os painéis contraventados se localizam em torno das caixas de escadas e elevadores, ou em determinadas posições em que os mesmos não criem obstruções. Atualmente, diversas soluções arquitetônicas utilizam os contraventamentos em treliça como elementos para a composição das fachadas, conforme veremos posteriormente.

A Figura II.7 mostra um edifício em planta, com as linhas tracejadas representando as posições dos contraventamentos. Caso as lajes trabalhem como diafragmas horizontais rígidos, não há necessidade de um enrijecimento para todos os quadros, pois as mesmas funcionam como um contraventamento horizontal, transferindo o carregamento lateral aos quadros contraventados, conforme vimos anteriormente para o caso dos quadros com nós rígidos.

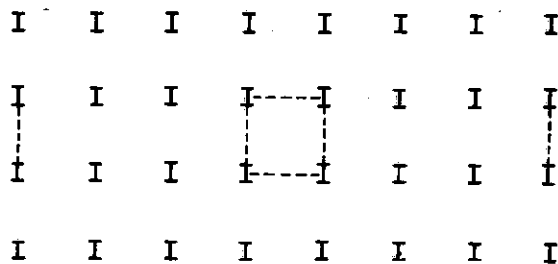


FIGURA II.7 - EDIFÍCIO EM PLANTA COM DISPOSIÇÃO DOS PAINÉIS CONTRAVENTADOS.



Os contraventamentos em treliça apresentam as seguintes vantagens: os cálculos são mais simples que aqueles para um quadro com nós rígidos; os pilares são solicitados predominantemente por cargas axiais, e seus comprimentos de flambagem são inferiores ou iguais à altura do andar; as ligações, por serem normalmente rotuladas, são geralmente de concepção e execução mais simples (Apêndice I).

A principal desvantagem de um contraventamento em treliça é a sua falta de ductilidade, necessária quando da ação de forças sísmicas. Para atenuar esta deficiência de ductilidade, utilizam-se no cálculo dos contraventamentos em treliça forças sísmicas maiores que nos quadros com nós rígidos, isto é, procura-se compensar a falta de ductilidade por uma sobra de resistência (9).

### II.3.1 - TIPOS DE CONTRAVENTAMENTOS EM TRELIÇA

Diversas são as formas para a disposição das diagonais nos contraventamentos em treliça.

A Figura II.8 mostra os tipos mais utilizados para os edifícios de andares múltiplos. Os tipos (a) a (g) são os mais satisfatórios, uma vez que se trata de sistemas totalmente triangularizados que podem ser projetados para serem altamente eficientes quanto à resistência e rigidez. Quando a esbeltez (relação altura-largura da treliça vertical) do contraventamento é elevada, normalmente não se consegue o enrijecimento necessário para o quadro, e uma das maneiras de se contornar este problema é a utilização das diagonais do contraventamento em treliça em um quadro com nós rígidos.

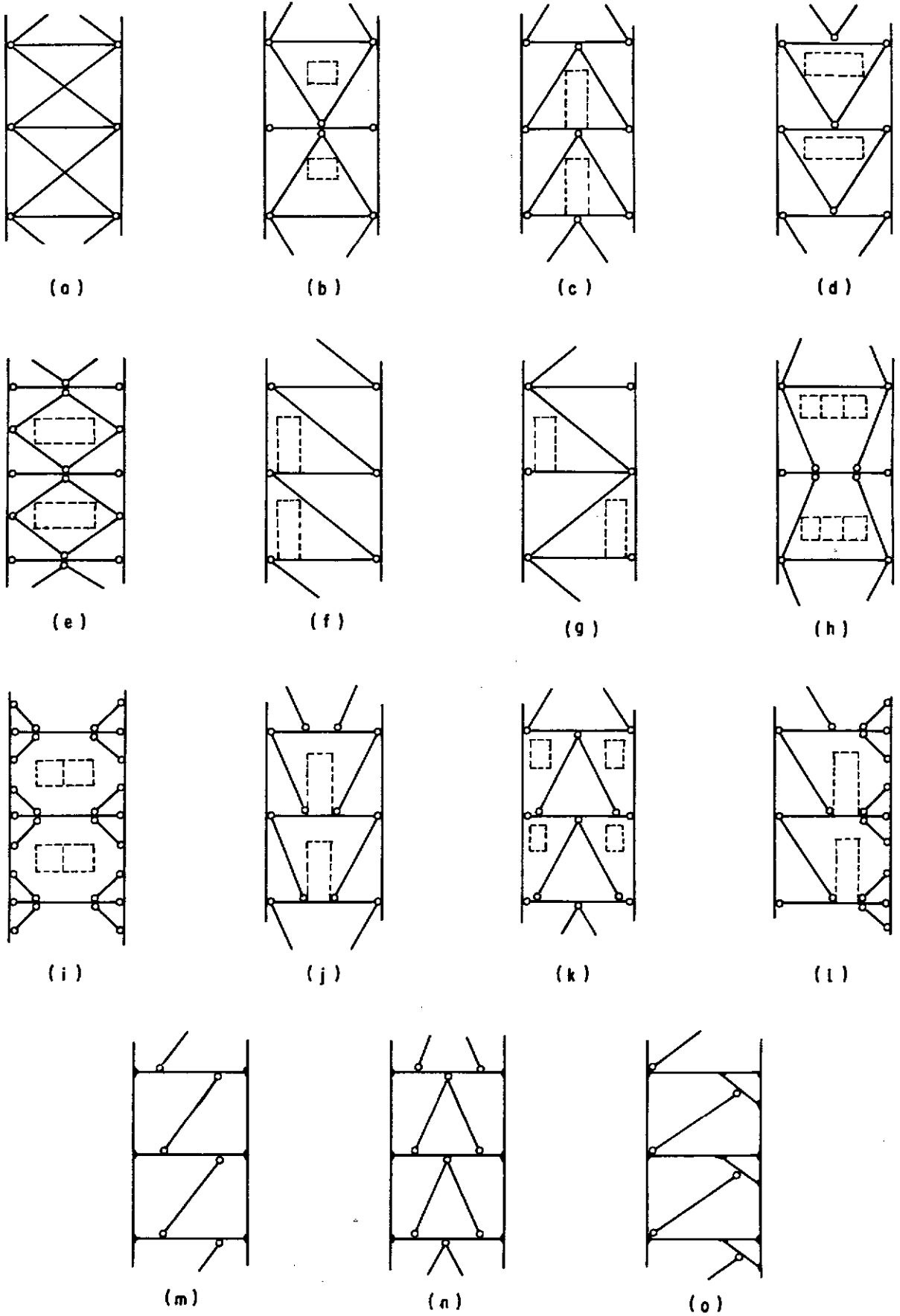


FIGURA II.8 - TIPOS DE CONTRAVENTAMENTOS EM TRELIÇA.

A escolha da forma do contraventamento mais adequada para um determinado projeto vai depender de alguns fatores, tais como: altura da edificação, imposições arquitetônicas, intensidade das cargas laterais, etc.

A seguir, faremos uma breve discussão dos principais tipos de contraventamentos em treliça, mostrados na Figura II.8.

### . CONTRAVENTAMENTO EM "X" (Figura II.8a,b)

A utilização do contraventamento em "X", para o enrijecimento de um quadro de um edifício de andares múltiplos em aço, é uma das soluções mais utilizadas na prática.

As diagonais podem ser projetadas para resistirem somente à tração, como no caso dos edifícios de baixa altura; ou à tração e compressão, quando o edifício for alto. A Figura II.9a mostra um contraventamento em treliça em que as diagonais trabalham somente à tração. Neste caso, a diagonal tracejada, não sendo dimensionada à compressão, poderá flambar na ocasião da atuação do carregamento lateral, de tal forma que somente as diagonais cheias são consideradas para transferir o carregamento lateral às fundações. Para o caso do vento atuando no sentido contrário, as diagonais tracejadas passarão a trabalhar à tração, e aquelas em linha cheia não trabalharão.

A Figura II.9b mostra o caso em que as diagonais trabalham à tração e compressão.

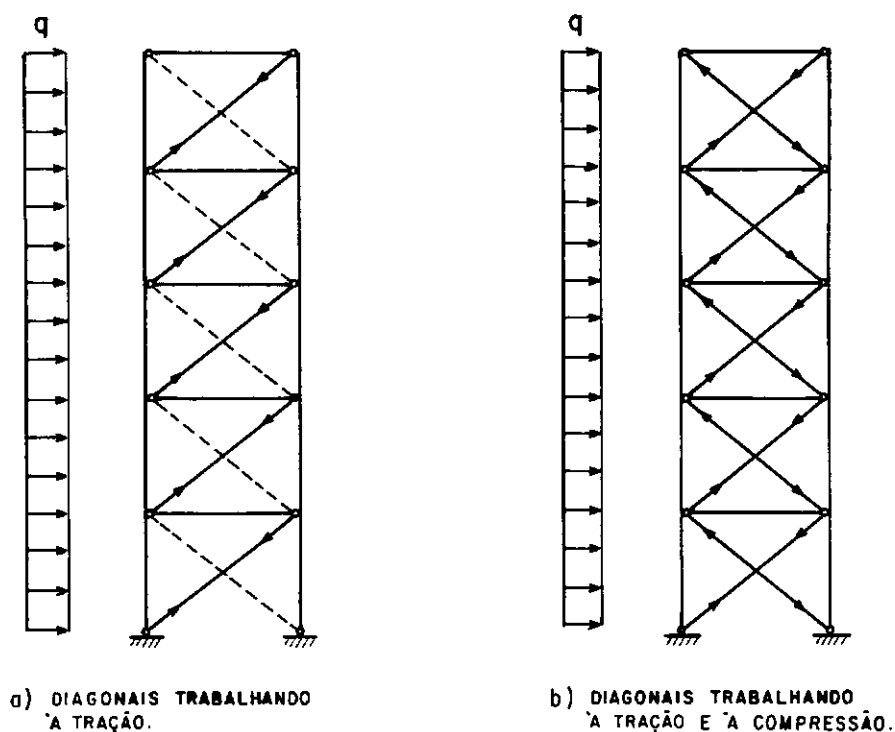


FIGURA II.9 - CONTRAVENTAMENTO EM "X".

As diagonais tracionadas, dos sistemas de contra-ventamentos dos edifícios de pequena altura, são normalmente fabricadas com um comprimento inferior ao real (cerca de 2 mm), para se evitar que as mesmas fiquem muito flexíveis.

A deflexão lateral de um quadro com contraventamento em "X", como nos demais casos de contraventamentos em treliça, deve-se às parcelas de contribuição dos modos de deformação flexionante e cortante. A parcela de deflexão correspondente ao modo flexionante é aquela devida ao alongamento e encurtamento das colunas, ou seja, corresponde ao sistema de contraventamento trabalhando como uma viga em balanço. Para o caso do modo cortante, esta parcela de deflexão corresponde ao encurtamento e alongamento das diagonais.

Ao contrário do caso dos contraventamentos em quadros com nós rígidos, em que a maior contribuição para a deflexão lateral é devida ao modo cortante, temos para os contraventamentos em treliça, uma maior contribuição do modo flexionante para esta deflexão. A Figura II.10 mostra os dois modos de deformação para o caso de um contraventamento em "X" com as diagonais trabalhando somente à tração.

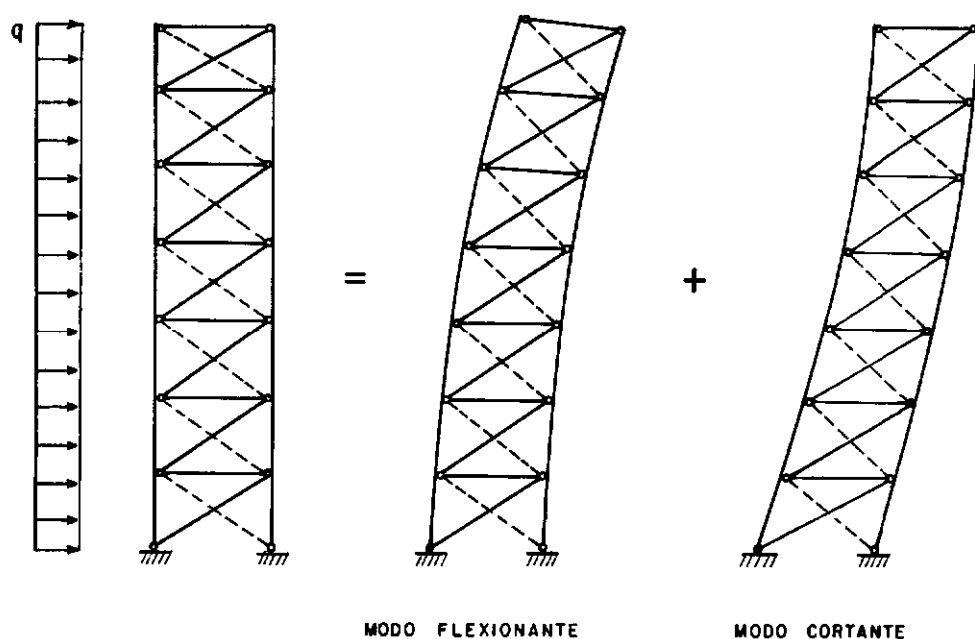


FIGURA II.10 - MODOS DE DEFORMAÇÃO PARA UM QUADRO COM CONTRAVENTAMENTO EM "X" SOB AÇÃO DE UM CARREGAMENTO LATERAL.

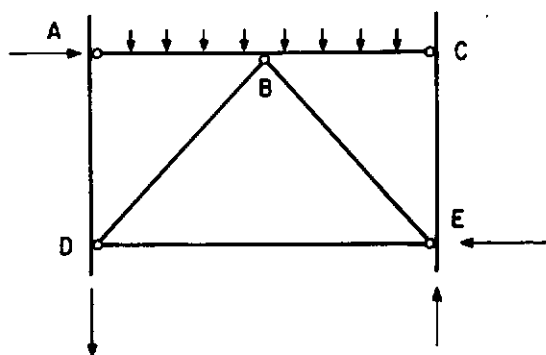
A principal desvantagem de um contraventamento em "X" é a total obstrução do painel onde o mesmo está localizado, além do fato de as vigas neste vão trabalharem como bi-apoiadas em suas extremidades.

## . CONTRAVENTAMENTO EM "K" (Figura II.8c,d)

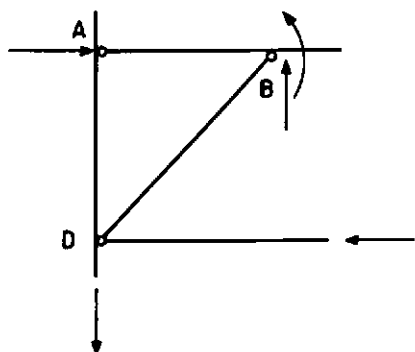
Os contraventamentos em "K" são mais adaptáveis à arquitetura devido à não obstrução do centro do painel onde estão localizadas as diagonais; porém estes tipos devem ser usados com cautela, conforme veremos posteriormente. Estes tipos de contraventamentos oferecem uma vantagem adicional sobre os demais, pois absorvem menos carga devido ao encurtamento elástico dos pilares sob carga permanente e sobrecarga. Nestes casos as vigas podem fletir ligeiramente, aliviando os esforços nas diagonais.

A figura II.11a mostra um trecho de um contraventamento em "K" submetido a um carregamento vertical devido à "carga permanente + sobrecarga", e a um carregamento lateral. Pelo fato de as diagonais se encontrarem no centro da viga, uma parcela do carregamento vertical é transferida para as mesmas. Caso as diagonais não sejam dimensionadas para estas cargas, pode ocorrer que tais diagonais fiquem com tensões de compressão elevadas mesmo sem a atuação das cargas laterais. Portanto, a diagonal BE da Figura II.11a pode vir a ser incapaz de resistir a uma compressão adicional devido à ação das cargas laterais, e conseqüentemente deve ser ignorada quando da atuação deste carregamento. Pela retirada da diagonal BE, em um corte como mostrado na Figura II.11b, é necessária, para efeito de equilíbrio, a consideração de um esforço cortante e um momento fletor na viga junto a B. No caso de cargas laterais elevadas, as tensões de flexão na viga podem produzir uma rótula plástica junto a B (Figura II.11c) e reduzir o quadro a um mecanismo, provocando o colapso da estrutura.

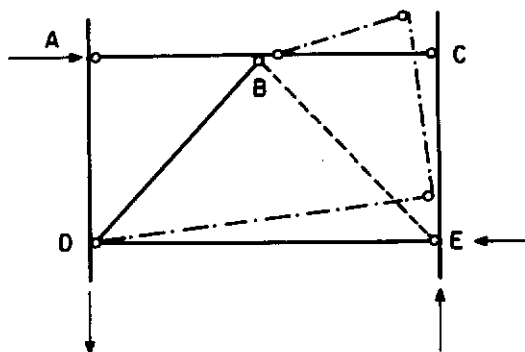
Caso as diagonais sejam incorporadas a um quadro com nós rígidos, surge um momento adicional em C (ou em A, para o carregamento lateral no sentido contrário) que pode levar à formação de uma rótula plástica em C (ou em A), fazendo com que o contraventamento não cumpra com a sua finalidade. Para evitar estes tipos de problemas, as diagonais devem ser projetadas para resistirem às cargas transmitidas pelas vigas, funcionando desta maneira como um apoio central (12).



(a) SISTEMA SUJEITO AO CARREGAMENTO LATERAL E VERTICAL.



(b) PARTE EFETIVA DA ESTRUTURA APÓS A FLAMBAGEM DA BARRA BE.



(c) FORMAÇÃO DE RÓTULA PLÁSTICA PRÓXIMO a B.

FIGURA II.11 - CONTRAVENTAMENTO EM "K".

## . CONTRAVENTAMENTO EM "DIAMANTE" (Figura II.8e)

Este tipo de contraventamento é bastante utilizado no caso em que são necessárias grandes aberturas para janelas , que impeçam a utilização dos contraventamentos em "X" ou em "K".

O contraventamento em "diamante", porém, apresenta o mesmo tipo de problema comentado anteriormente para o caso dos contraventamentos em "K". Caso haja flambagem da diagonal BE indicada na Figura II.12, momentos adicionais serão introduzidos na viga AC, podendo provocar a formação de uma rótula plástica junto a B, com o conseqüente colapso da estrutura.

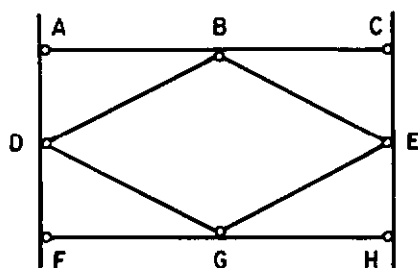


FIGURA II.12 - CONTRAVENTAMENTO EM "DIAMANTE".

## . CONTRAVENTAMENTOS COM DIAGONAIS ISOLADAS (Figura II.8f,g)

Dependendo da necessidade de abertura de portas , pode-se escolher o tipo (f) ou (g). Para estes casos, as diagonais trabalham à tração e compressão. O inconveniente para estes contraventamentos deve-se ao fato de que, quando as diagonais estão comprimidas, o comprimento de flambagem deve ser tomado igual ao comprimento da diagonal, o que leva à obtenção de peças mais pesadas. Uma maneira de se contornar esse problema é a uti



lização de barras que, funcionando como escoras, reduzam à metade o comprimento de flambagem das diagonais no plano do quadro (Figura II.13).

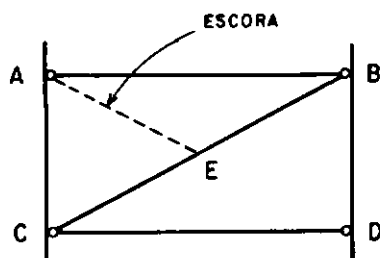
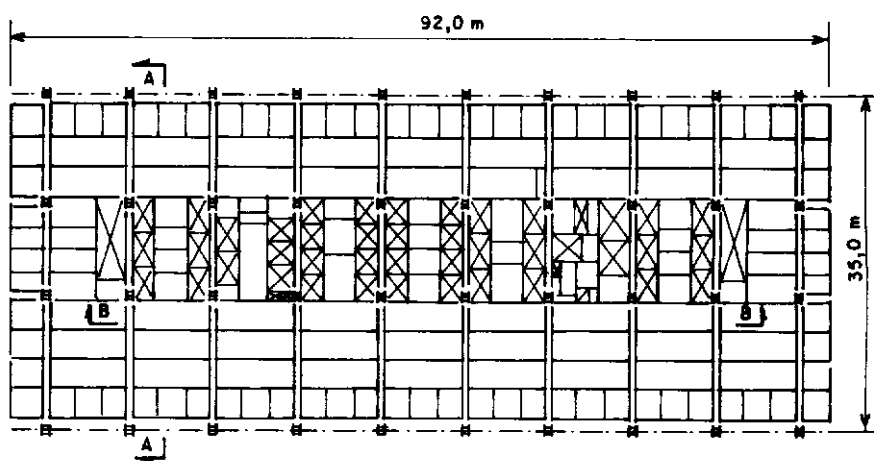


FIGURA II.13- CONTRAVENTAMENTO COM DIAGONAL ISOLADA.

#### . CONTRAVENTAMENTO EM "MÃO FRANCESA" (KNEE BRACE) (Figura II.8h-l)

Os contraventamentos mostrados nas figuras II.8h-l, em que as diagonais não formam sistemas de treliças totalmente triangularizados, são chamados de contraventamentos em "mão francesa". Devido às disposições das diagonais, esses tipos de contraventamentos introduzem momentos nas vigas e/ou colunas quando da atuação das cargas verticais e laterais. Por conseguinte, a utilização destes tipos de contraventamentos deve ser feita após uma análise para se conhecer a grandeza desses momentos. Às vezes, é comum o uso dos contraventamentos em "mão francesa" juntamente com outros tipos de contraventamentos, a fim de se obter o enrijecimento necessário dos quadros, sem a introdução de grandes esforços nas vigas e colunas. Como em todos os casos anteriores, as ligações viga-coluna e das diagonais são projetadas como rotuladas.

A Figura II.14 mostra a combinação de um sistema de contraventamento em quadro com nós rígidos com contraventa-



(a) ESTRUTURA PARA O PISO TÍPICO

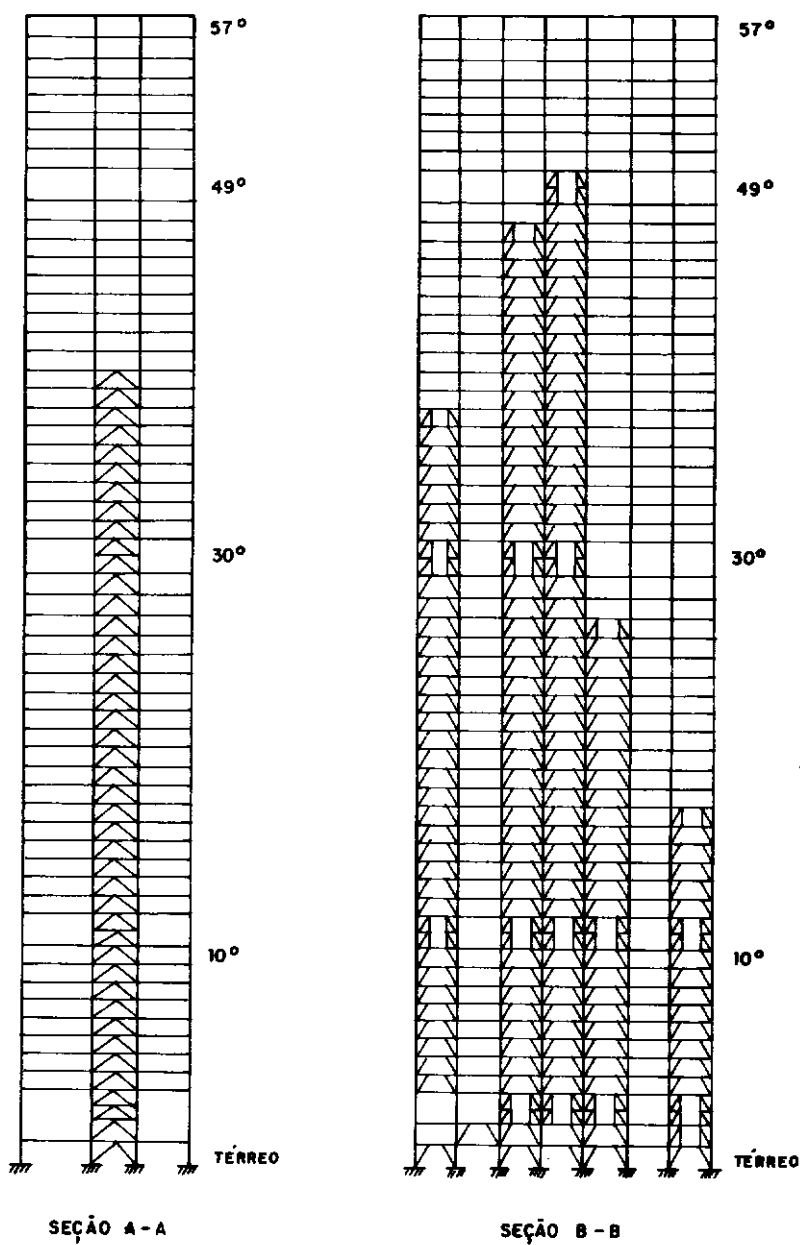
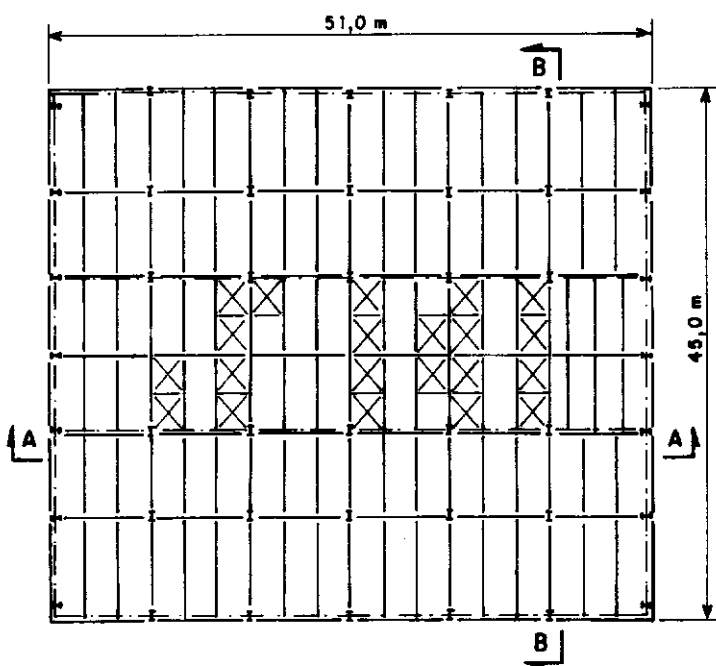


FIGURA II.14 - EDIFÍCIO "CHASE MANHATTAN BANK"



(a) ESTRUTURA PARA O PISO TÍPICO

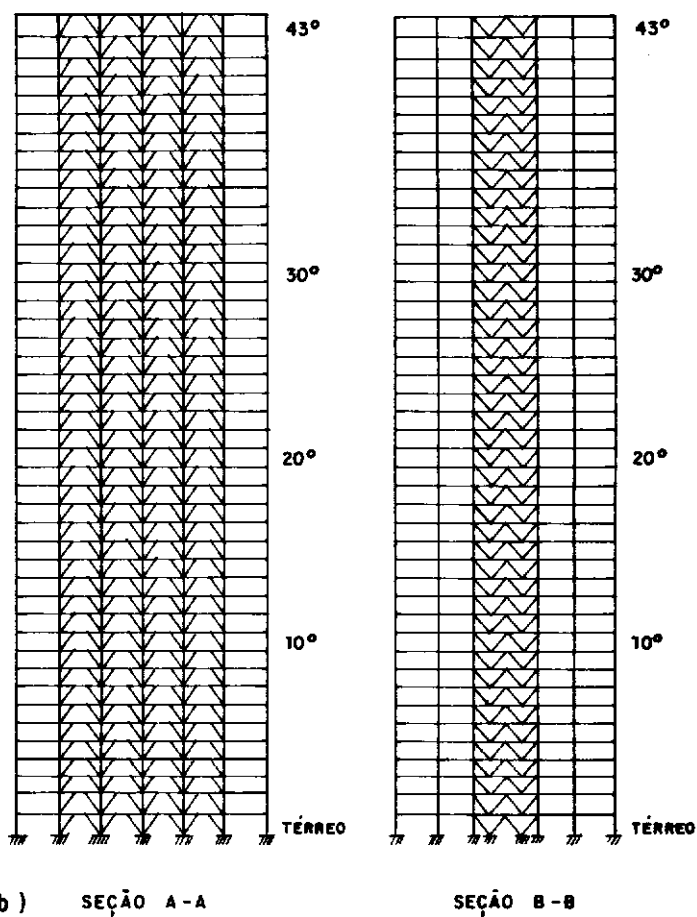


FIGURA II.15 - EDIFÍCIO "EQUITABLE LIFE ASSURANCE"

mentos em treliça, que foi utilizada para o enrijecimento do edifício "CHASE MANHATTAN BANK", situado em Nova York.

Na Figura II.15 é mostrado o sistema de contraventamento em treliça localizado no núcleo do edifício "EQUITABLE LIFE ASSURANCE", também em Nova York.

#### . CONTRAVENTAMENTOS COM DIAGONAIS EXCÊNTRICAS (Figuras II.8m,n)

Os sistemas de contraventamento em treliça, em que as diagonais interceptam as vigas a uma determinada distância do ponto de ligação viga-coluna, provocando flexão nas mesmas, são denominados contraventamentos com diagonais excêntricas. Na Figura II.8 os tipos (h) a (l) se enquadram neste grupo, porém com todas as suas ligações sendo rotuladas. Os tipos de contraventamentos com diagonais excêntricas, que discutiremos a seguir, são aqueles que estão associados com quadros com nós rígidos.

Na Figura II.16, estão agrupadas as disposições dos contraventamentos com diagonais excêntricas mais utilizadas nos projetos de edifícios de andares múltiplos em aço.

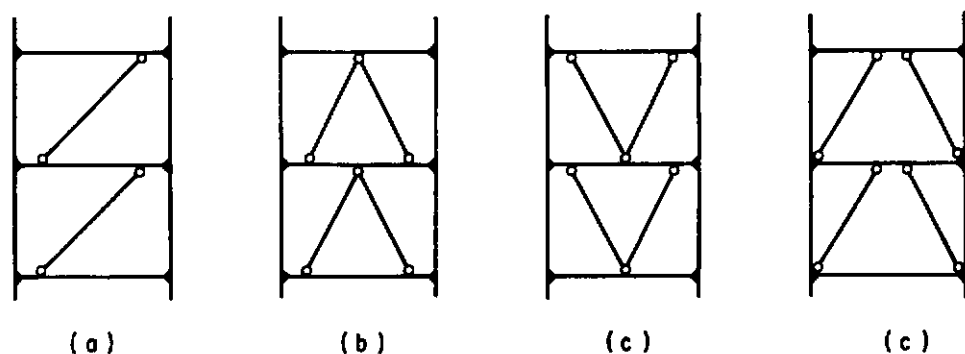


FIGURA II.16 - CONTRAVENTAMENTOS COM DIAGONAIS EXCÊNTRICAS.

Nos projetos de estruturas sujeitas a abalos sísmicos, dois diferentes requisitos devem ser satisfeitos em circunstâncias normais: (1) a estrutura sujeita ao carregamento lateral de vento e a abalos sísmicos moderados deve ser suficientemente resistente a fim de serem minimizados os danos nos elementos estruturais e não estruturais; (2) na ocasião de fortes abalos sísmicos, a estrutura como um todo deve estar segura de um colapso. Esta segurança pode ser conseguida através de uma estrutura que possa sofrer deformações inelásticas e danos nos elementos não estruturais, ou seja, uma estrutura com boa ductilidade e capacidade de liberação de energia. Os quadros mostrados na Figura II.16 atendem bem a esses requisitos, pois possuem grande rigidez para as cargas normais e uma boa ductilidade na ocasião das grandes cargas.

Nestes contraventamentos, as forças axiais nas diagonais são transferidas às outras diagonais ou às colunas através de um esforço cortante e momento fletor em um segmento da viga, chamado "viga de ligação" ou "ligação ativa". Estas "ligações ativas", as quais são projetadas para permanecerem elásticas sob cargas normais, deformam-se inelasticamente na ocasião de cargas altas, dissipando, portanto, grandes quantidades de energia. Deste modo, a "ligação ativa" é a chave do comportamento para os contraventamentos com diagonais excêntricas. O Apêndice I mostra alguns tipos de ligações que são normalmente utilizados para estes contraventamentos.

Na Figura II.17 são mostrados dois tipos de contraventamentos com as posições das ligações ativas.

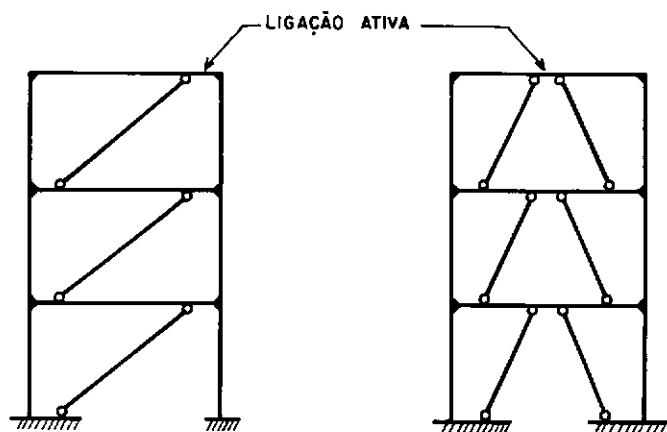


FIGURA II.17 - LIGAÇÕES ATIVAS PARA CONTRAVENTAMENTO COM DIAGONAIS EXCÊNTRICAS.

Atualmente, nas regiões sujeitas a fortes abalos sísmicos, como na Califórnia (E.U.A.), este tipo de contraventamento tem sido utilizado com frequência em edifícios de andares múltiplos em aço. Diversos trabalhos têm sido publicados nos últimos anos sobre pesquisas teóricas e experimentais a respeito deste tipo de contraventamento, destacando-se principalmente aqueles de autoria de ROEDER e POPOV (22).

. CONTRAVENTAMENTO EM DIAGONAL ASSOCIADO À "MÃO FRANCESA" (Figura II.80)

A mais recente técnica para contraventamento de edifícios de andares múltiplos em aço, localizados em regiões sujeitas a abalos sísmicos, é aquela denominada em inglês "DISPOSABLE KNEE-BRACING (DKB)" (23). Esta técnica combina dois elementos, a saber: elemento "mão francesa" que é rigidamente ligado à vi-

ga e coluna; e o elemento diagonal, o qual é ligado ao quadro através de conexões simples (rotuladas), conforme mostrado na Figura II.18.

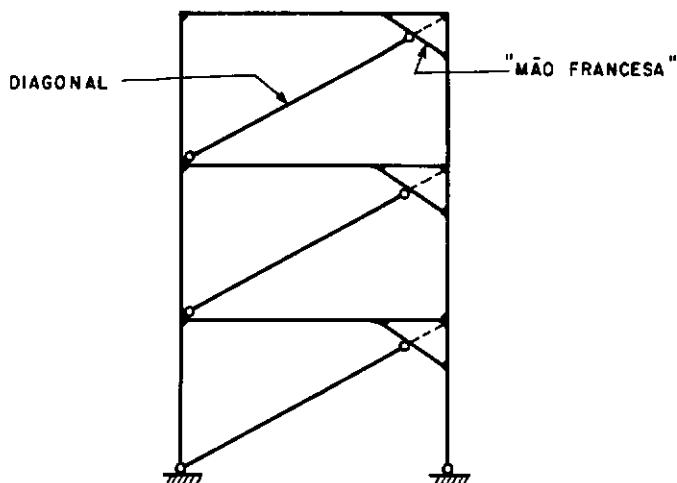


FIGURA II.18 - CONTRAVENTAMENTO EM DIAGONAL ASSOCIADO  
"A MÃO FRANCESA".

Neste tipo de contraventamento, a principal função das diagonais é garantir a necessária rigidez lateral ao quadro, enquanto a função das "mãos francesas" é possibilitar a dissipação de energia na ocasião de fortes abalos sísmicos, sem que haja uma perda significativa de rigidez e resistência do quadro. Esta dissipação de energia é obtida pela formação de até três rótulas plásticas, ou seja, nas extremidades e no meio do vão das "mãos francesas".

Através de uma análise elasto-plástica com não linearidade física e geométrica (23), em que foram variados diversos parâmetros que controlam a resposta lateral dos quadros com sistema de contraventamento do tipo "DKB", foram estabelecidas

algumas conclusões:

1. O elemento diagonal deve ser conectado ao meio do vão das "mãos francesas," através de ligações rotuladas. A linha de ação desta diagonal deve passar pelo ponto nodal da ligação viga-coluna.
2. A rigidez axial das diagonais controla a rigidez elástica inicial do quadro.
3. A resistência lateral do quadro pode ser controlada pela variação das propriedades geométricas das "mãos francesas"
4. Para garantir a estabilidade lateral do quadro, após a formação das rótulas plásticas nas mãos francesas, é necessário se projetar as vigas menos rígidas que as colunas, porém mais rígidas que as "mãos francesas"
5. A fim de confirmar as conclusões anteriores e estabelecer os méritos dos contraventamentos do tipo "DKB", são necessárias mais pesquisas teóricas e experimentais.

#### II.4 - CONTRAVENTAMENTO EM PILAR-PAREDE DE CONCRETO OU AÇO

Nos últimos 20 anos, tem-se utilizado muito o conceito de núcleos de serviços resistentes às forças laterais em edifícios de andares múltiplos na faixa dos 20 a 40 andares. Os elementos que se interligam formando tais núcleos são os chamados pilares-parede, os quais podem ser: (1) em treliça vertical de aço; (2) em concreto armado; (3) em aço cujas espessuras de parede variam de 10 a 32 mm.



A Figura II.19 mostra um edifício que foi enrijecido através de um núcleo em concreto armado. Na Figura II.19a é mostrada a disposição das vigas e colunas em torno do núcleo, enquanto a Figura II.19b apresenta uma seção no edifício em que o núcleo é visto em elevação. As ligações mais usuais entre a estrutura de aço e o núcleo de concreto são mostradas no Apêndice I.

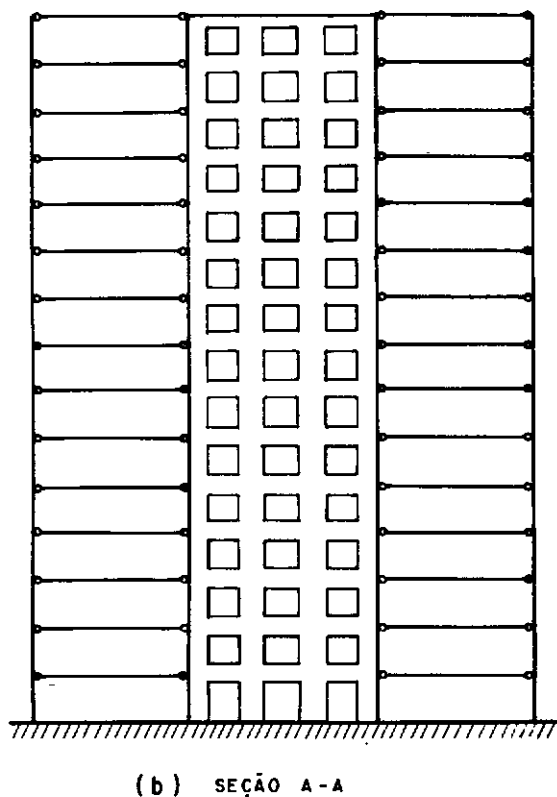
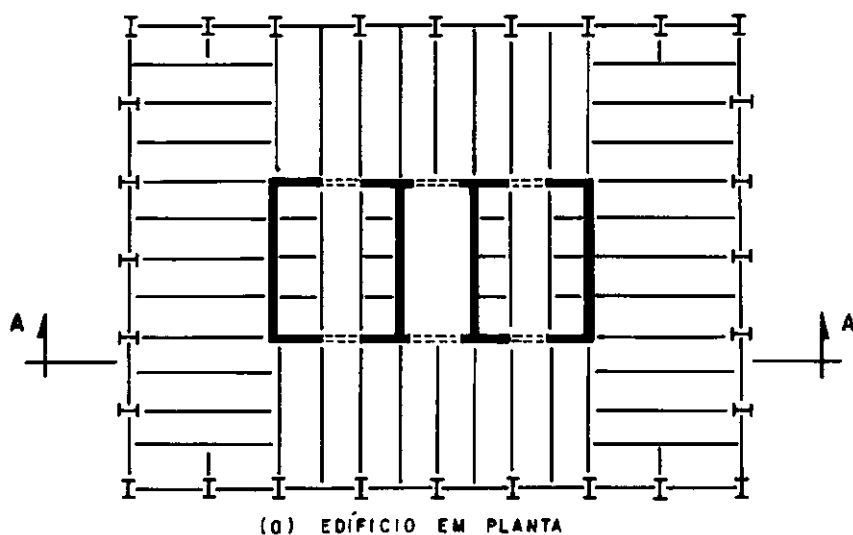


FIGURA II.19 - EDIFÍCIO COM NÚCLEO DE CONCRETO.

As aberturas mostradas na Figura II.19b provo-  
cam uma redução na eficiência dos núcleos, fazendo com que  
estes trabalhem como pilares-parede acoplados. A disposição de  
tais aberturas deve ser racional, isto é, as mesmas devem estar  
situadas sobre um mesmo eixo vertical, de modo que não haja gran-  
de redução na capacidade à flexão e cisalhamento dos pilares-pa-  
rede.

A fim de se obter uma maior eficiência na utiliza-  
ção de tais núcleos, os mesmos devem ser localizados em planta,  
de tal forma que os efeitos devidos à excentricidade do carrega-  
mento lateral sejam reduzidos ao máximo. Desta forma, de prefe-  
rência, a posição do núcleo deve coincidir com o centro geomé-  
trico do edifício.

Normalmente, se considera que toda a carga lateral  
seja absorvida pelo núcleo, ficando a estrutura de aço traba-  
lhando apenas quanto às cargas verticais. Neste sistema, as co-  
lunas metálicas trabalhando somente à compressão têm seu peso  
bastante reduzido pela utilização de aços de alta resistênciame-  
cânica. A grande repetição de peças e detalhes construtivos  
faz com que haja uma redução nos custos de fabricação e monta-  
gem para estes tipos de sistemas estruturais.

A Figura II.20 mostra, esquematicamente, a estrutura  
deformada de um edifício, em que o carregamento lateral é absor-  
vido somente pelo núcleo. Neste caso, a estrutura do núcleo tem  
o comportamento semelhante ao de uma viga em balanço.

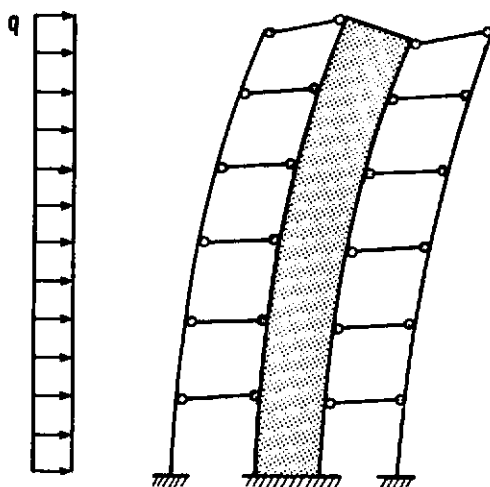


FIGURA II.20 - DEFORMADA DE UM EDIFÍCIO COM NÚCLEO SOB AÇÃO DE UM CARREGAMENTO LATERAL.

Neste tipo de sistema estrutural, as lajes trabalham como diafragmas horizontais rígidos, transferindo as cargas atuantes nas fachadas à estrutura do núcleo. É comum a utilização de fôrmas metálicas para as lajes, que, conectadas às vigas, trabalham em conjunto, formando um sistema misto.

À medida que o edifício cresce em altura, o núcleo torna-se mais flexível, chegando ao ponto em que o mesmo não é suficiente para dar o enrijecimento necessário do edifício. Nestes casos, deve-se procurar conseguir esse enrijecimento através da incorporação da estrutura metálica ao sistema de resistência às cargas laterais.

A seguir, descreveremos os dois principais sistemas que utilizam o princípio citado anteriormente.

#### II.4.1 - INTERAÇÃO QUADRO COM NÓS RÍGIDOS - PILAR-PAREDE

Neste caso, as ligações viga-coluna da estrutura metálica que envolve o núcleo são rígidas. Desta maneira, a estrutura, ao se deformar sob a ação das cargas laterais, provoca a interação de dois modos de deformação, conforme discutiremos a seguir.

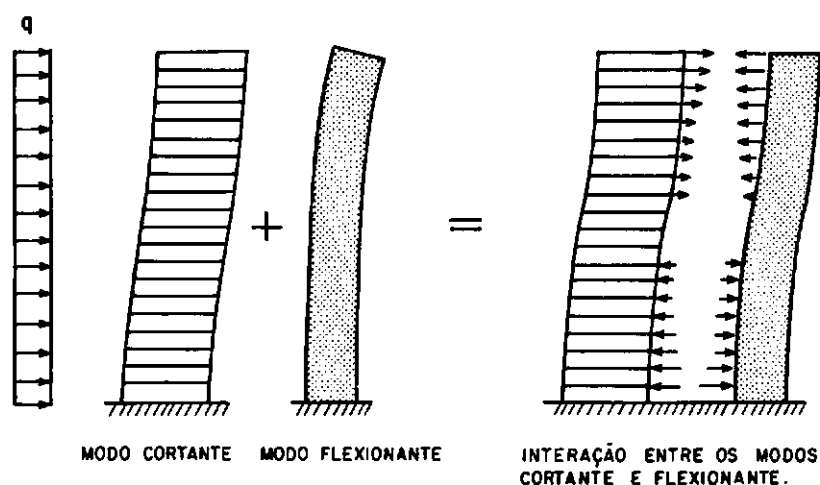


FIGURA II.21 - ASSOCIAÇÃO DE QUADRO COM NÓS RÍGIDOS E PILAR - PAREDE.

#### . MODO CORTANTE DE DEFORMAÇÃO

Esse modo de deformação é mostrado esquematicamente na Figura II.21, e é preponderante em quadro com nós rígidos. Observe que a tangente à estrutura deformada é mais inclinada na base da estrutura, onde ocorre maior cortante.

## . MODO FLEXIONANTE DE DEFORMAÇÃO

A estrutura do pilar-parede deforma-se predominantemente no modo flexionante (Figura II.20) de maneira semelhante a uma viga em balanço. Neste caso, a tangente à estrutura deformada é mais inclinada no topo, indicando que nesta região há uma menor contribuição do pilar-parede na rigidez lateral da estrutura.

## . INTERAÇÃO ENTRE OS DOIS SISTEMAS

A interação entre os dois sistemas de contraventamento (Figura II.21) é obtida pela superposição dos dois modos de deformação vistos anteriormente, resultando em uma curva de deformação em "S". Devido às diferentes características de flexão de um quadro com nós rígidos e um pilar-parede, observa-se que nos andares inferiores da edificação a parte reticulada se apoia no pilar-parede, e nos andares superiores tem-se a situação oposta. Assim, nos andares inferiores, o pilar-parede suporta o carregamento lateral destes andares mais a reação da parte reticulada sobre este pilar. Nos andares superiores, a parte reticulada suporta o carregamento lateral destes andares mais a reação do pilar-parede sobre esta parte reticulada.

### II.4.2 - INTERAÇÃO PILAR-PAREDE E COLUNAS EXTERIORES

Através da utilização de treliças horizontais de grande rigidez (OUTRIGGER TRUSSES) em determinados pavimentos, tais como nas "casas de máquinas", pode-se conseguir um aumento significativo na eficiência dos sistemas de contraventamento constituídos de núcleos ou pilares-parede.

Na Figura II.22, é mostrado esquematicamente um edifício no qual foi adotado este sistema de contraventamento. Os "OUTRIGGERS" funcionam como alavancas engastadas ao núcleo e praticamente rotuladas às colunas exteriores, devido à pequena rigidez à flexão que estas possuem.

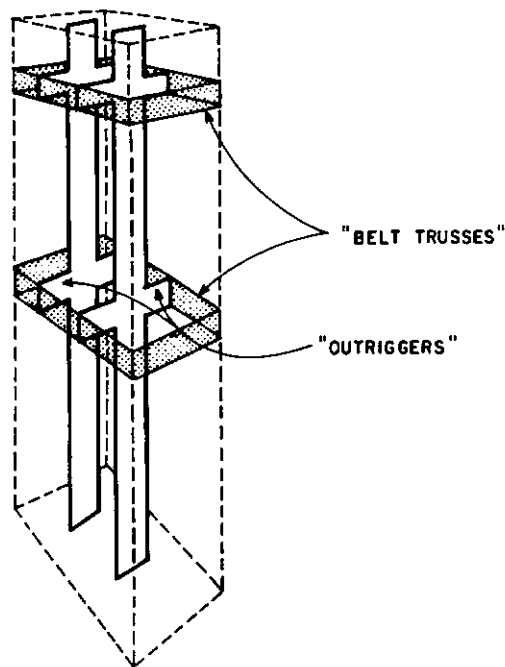


FIGURA II.22 - EDIFÍCIO COM INTERAÇÃO ENTRE O NÚCLEO E COLUNAS EXTERIORES.

Quando a estrutura do núcleo tende a se deformar sob a ação do carregamento lateral, os "OUTRIGGERS" são forçados a acompanhar a rotação do núcleo introduzindo predominantemente esforços axiais nas colunas exteriores, de tal maneira que as colunas a barlavento são tracionadas e aquelas a sotavento, comprimidas. Com a finalidade de se fazer uma melhor distribuição dos esforços axiais entre as colunas de uma mesma face,

são criadas "treliças" em torno do edifício na altura da posição dos "OUTRIGGERS" chamados de cintamentos (BELT TRUSSES), conforme mostrado na Figura II.22. Na Figura II.23 é mostrado o edifício "DOMINION CENTER" localizado em Toronto (Canadá), com 224,0m de altura. Este edifício foi contraventado lateralmente através de treliças verticais com "OUTRIGGERS" (Figura II.23b), e longitudinalmente através de treliças verticais, conforme indicado na Figura II.23a.

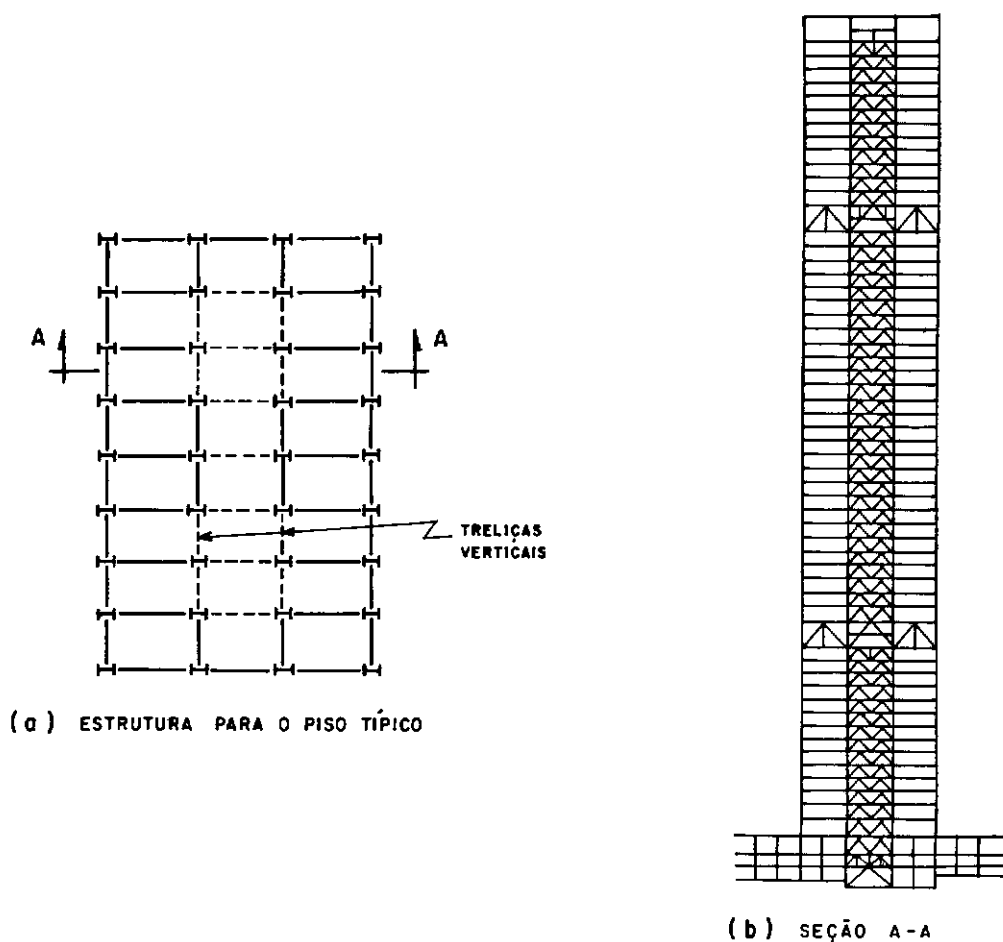


FIGURA II.23 - SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO PARA O EDIFÍCIO "DOMINION CENTER".

Quando o sistema de resistência às cargas laterais é constituído apenas do núcleo ou pilar-parede, o edifício se deforma, como mostrado na Figura II.24a com o diagrama de momentos correspondente ao de uma viga em balanço (Figura II.24b).

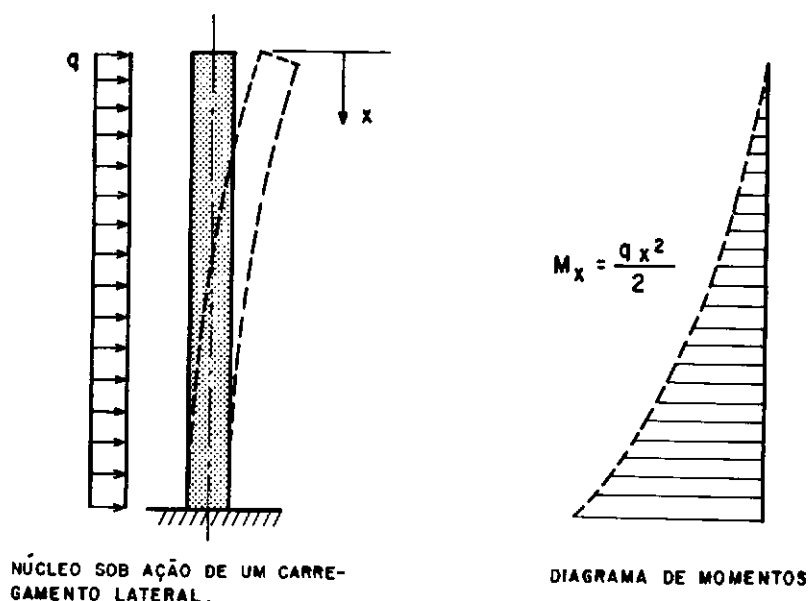


FIGURA II.24 - COMPORTAMENTO DE UM NÚCLEO OU PILAR - PAREDE SOB AÇÃO DE UM CARREGAMENTO LATERAL.

Com a colocação dos "OUTRIGGERS" em determinados pavimentos, são introduzidos impedimentos à rotação livre do núcleo devido aos momentos provocados pelas reações das colunas exteriores. Na figura II.25a é mostrada a estrutura deformada sob ação de um carregamento lateral, com a indicação dos momentos que surgem devido à introdução dos "OUTRIGGERS".

Os momentos  $M_1$  e  $M_2$  (Figura II.25b) fazem com que haja uma redução nos momentos fletores em relação ao núcleo isolado, com uma conseqüente redução dos deslocamentos horizontais.



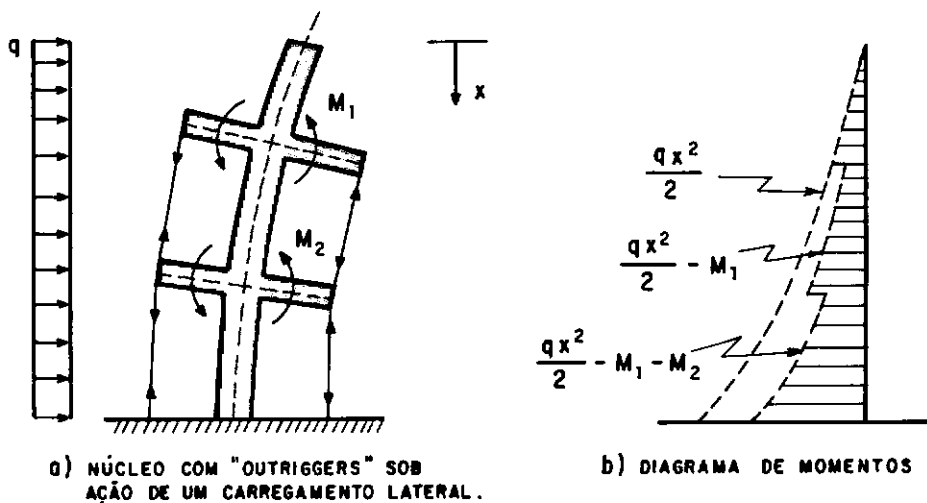


FIGURA II.25 - COMPORTAMENTO DE UM NÚCLEO OU PILAR-PAREDE COM "OUTRIGGERS" SOB AÇÃO DE UM CARREGAMENTO LATERAL.

Diversos trabalhos têm sido publicados a respeito deste sistema de contraventamento. TARANATH (7) mostrou que para um edifício sujeito a um carregamento lateral uniforme, e com seções transversais constantes ao longo da altura da edificação, a posição ideal, quanto à redução de deslocamento de topo, para a colocação de um "OUTRIGGER", seria aproximadamente a 0,455 da altura da edificação a partir do topo.

MACNABB e MUVID (16), analisando o resultado de TARANATH para a posição de um "OUTRIGGER", mostraram que a posição ótima para dois "OUTRIGGERS" seria a 0,312 e 0,685 da altura total, a partir do topo.

O trabalho de STAFFORD SMITH e NWAKA (13) mostra resultados generalizados para as posições ótimas de "OUTRIGGERS" em qualquer número. Neste trabalho é mostrado que se os "OUTRIGGERS" são localizados em intervalos equidistantes de altura, não localizando nenhum no topo da estrutura, tem-se uma aproximação da

melhor localização dos "OUTRIGGERS" que conduzem ao menor deslocamento lateral.

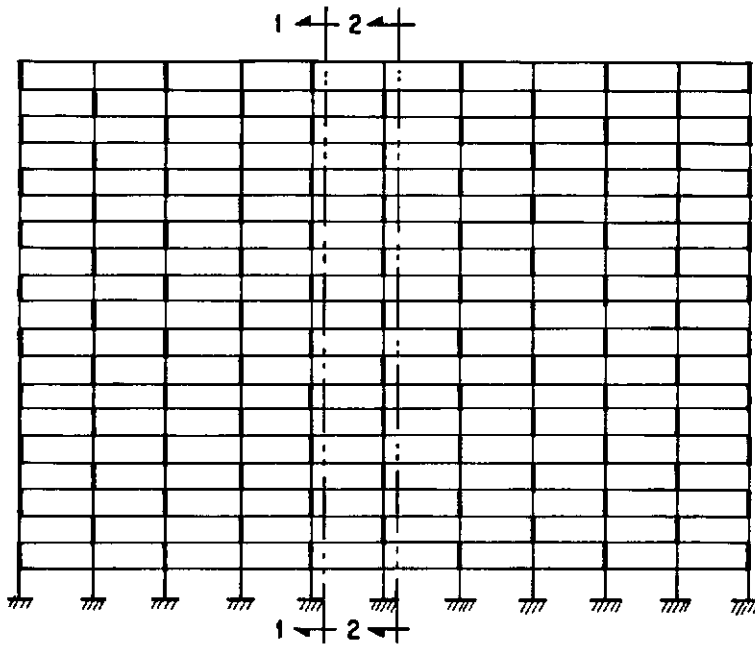
Quanto mais se aumenta o número de "OUTRIGGERS" numa estrutura, mantendo-se constantes as outras propriedades, maior será a redução no deslocamento lateral. Contudo, como cada "OUTRIGGER" adicional tem um efeito menor, um número de quatro "OUTRIGGERS" seria o máximo justificável para controlar o deslocamento lateral. Caso o controle do deslocamento não seja crítico, podem-se conseguir reduções no momento transmitido ao núcleo, localizando os "OUTRIGGERS" em posições abaixo daquelas consideradas ótimas para o controle dos deslocamentos (18).

Nos trabalhos (7), (16) e (19), foi feita a suposição de que os "OUTRIGGERS" são rígidos à flexão, a fim de se simplificar a resolução do problema. Observa-se, contudo, que a flexibilidade dos "OUTRIGGERS" têm uma influência no momento introduzido no núcleo, ou seja, no deslocamento total, como também na localização ótima dos mesmos. Levando em consideração esta flexibilidade, STAFFORD SMITH e SALIM (18) deduziram equações que fornecem as posições ótimas dos "OUTRIGGERS", deslocamentos laterais e a redução dos momentos fletores atuantes no núcleo.

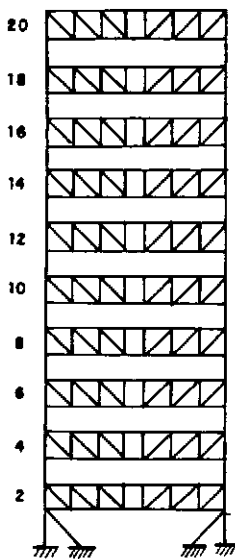
A utilização eficiente dos sistemas de contraventamento com "OUTRIGGERS", na redução dos deslocamentos laterais, impõe a necessidade de maiores pesquisas com a finalidade de ampliar o emprego de tais sistemas nos projetos de edifícios de andares múltiplos.

## II.5 - CONTRAVENTAMENTO COM TRELIÇAS ALTERNADAS

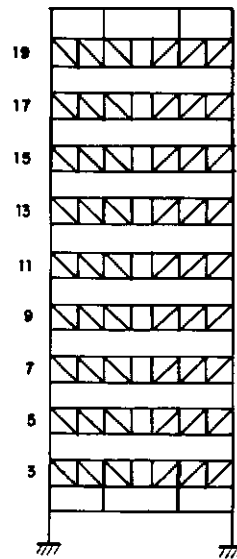
O sistema de contraventamento com treliças alternadas (STAGGERED TRUSSES) é uma variante dos contraventamentos em treliça vistos anteriormente.



a) ELEVAÇÃO LONGITUDINAL DO EDIFÍCIO



SEÇÃO 1-1



SEÇÃO 2-2

FIGURA II.26 - SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO COM TRELIÇAS ALTERNADAS.

O sistema consiste em uma série de treliças com a altura de um andar (2,5 a 3 m), que atravessam completamente o edifício segundo a sua menor dimensão (15 a 22 m). Estas treliças são dispostas alternadamente de tal forma que cada piso se apóia na corda superior de uma treliça e na corda inferior da treliça adjacente (Figura II.26). Este sistema foi desenvolvido a fim de se obter uma estrutura eficiente para resistir às cargas laterais e ao mesmo tempo proporcionar uma versatilidade no "layout" dos pisos com grandes áreas livres de colunas.

O conceito básico do sistema com treliças alternadas é que a estrutura como um todo comporta-se como uma viga em balanço quando sujeita às cargas laterais. Isto deve-se ao facto de que as lajes, funcionando como diafragmas rígidos, fazem com que todos os pontos de um determinado piso possuam um mesmo deslocamento horizontal. Desta maneira, os quadros adjacentes (Figura II.27) são forçados a trabalhar em conjunto. Esta superposição de dois modos de deformação separados leva ao estado de deformação do sistema inteiro, citado anteriormente.

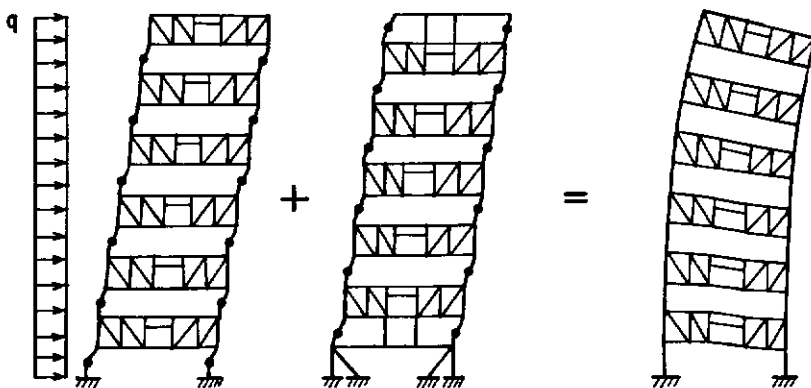


FIGURA II.27 - COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO COM TRELIÇAS ALTERNADAS SOB AÇÃO DE UM CARREGAMENTO LATERAL.

O comportamento de uma viga em balanço para o sistema inteiro minimiza os momentos nas colunas. Portanto, em geral, as colunas não são dimensionadas à flexão para o carregamento lateral atuando no sentido transversal, e podem ser orientadas com as suas almas perpendiculares às treliças (Figura II.28), eliminando assim momentos locais devido às conexões das cordas das treliças. Com a orientação observada, os eixos fortes das secções das colunas tornam-se disponíveis para o sistema de quadro com nós rígidos no sentido longitudinal.

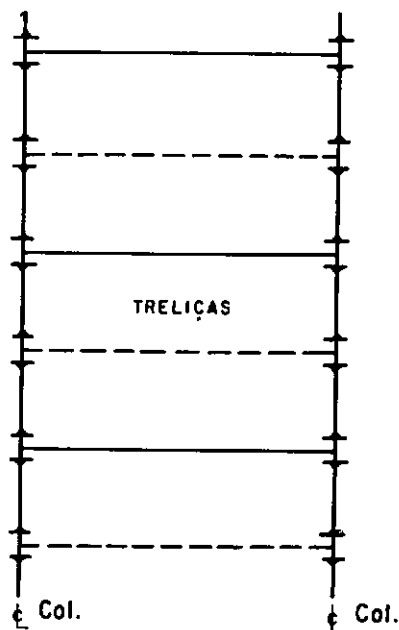


FIGURA II.28 - DISPOSIÇÃO EM PLANTA PARA O SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO COM TRELIÇAS ALTERNADAS.

As vantagens do sistema com treliças alternadas em relação ao sistema em quadros com nós rígidos são resumidas a seguir (31):

1. As colunas são solicitadas predominantemente por esforços axiais para carregamentos laterais e verticais, pelo fato de

comportamento de viga em balanço dos quadros.

2. As colunas são orientadas com seus eixos fortes no sentido transversal, formando quadros com nós rígidos no sentido longitudinal.
3. Os espaços livres interiores correspondem a duas vezes a distância entre colunas, enquanto as lajes possuem um vão igual a esta distância, o que proporciona uma menor altura para as mesmas.
4. Grandes áreas para estacionamento podem ser obtidas no andar térreo, devido às colunas estarem situadas nas laterais do edifício.
5. Os deslocamentos laterais são pequenos, devido ao comportamento de viga em balanço para o sistema inteiro, com esforços axiais atuando na maioria dos membros.
6. O uso de aços de alta resistência é vantajoso, devido aos membros estarem sujeitos predominantemente por esforços axiais.
7. A estrutura obtida é de baixo peso e simples para a fabricação e montagem.

## II.6 - SISTEMAS TUBULARES DE CONTRAVENTAMENTO

Um dos mais eficientes sistemas de contraventamento para edifícios de grande altura (40 a 110 andares) são os chamados sistemas tubulares. Este conceito foi utilizado no projeto de alguns dos maiores edifícios do mundo, pelo seu idealizador FAZLUR KHAN (1). A descrição que se segue para estes sistemas é uma reprodução, com pequenas modificações, das notas de aula do Prof. Soriano (2).

Os sistemas tubulares aproveitam a propriedade do tubo fechado de parede delgada em apresentar grande rigidez à flexão e à torção, com reduzido gasto de material. Esta propriedade é aproveitada no sentido de resistir às elevadas cargas laterais em edifícios de grande altura e, ao mesmo tempo, propiciar grandes vãos livres.

Diversas são as formas de se obter este comportamento tubular, e a escolha do tipo adequado a um determinado projeto irá depender de alguns fatores, tais como: arquitetura, intensidade e tipo das cargas laterais, altura da edificação, etc.

Nos itens que se seguem, analisaremos os principais tipos de sistemas tubulares de contraventamento normalmente adotados nos edifícios de grande altura em aço.

### a. TUBO APORTICADO, TUBO VIERENDEEL OU "FRAMED TUBE"

Entre os sistemas tubulares, a concepção mais simples é a de um único tubo. Para se conseguir este efeito, as colunas são dispostas próximas umas das outras, no perímetro da edificação, e ligadas rigidamente a vigas de grande altura ao ní-

vel de cada laje. Desta forma, o que se deseja é que esta estrutura tenha um comportamento semelhante ao de um tubo perfurado en-  
gastado às fundações, quando as rigidezes das vigas e colunas são escolhidas adequadamente. Neste tipo de sistema, os elementos estruturais existentes no interior do tubo são concebidos apenas com a finalidade de suportar os carregamentos verticais sem contribuição de rigidez ao tubo exterior, e as lajes funcionando como diafragmas rígidos são os elementos de distribuição das cargas laterais às paredes do tubo.

Devido ao pequeno espaçamento entre colunas e à grande altura das vigas, neste tipo de concepção, são formadas aberturas que podem ser inteiramente utilizadas para janelas.

A Figura II.29 mostra esquematicamente um edifício de base quadrada submetido a um carregamento lateral, no qual adotou-se um sistema de contraventamento em tubo aporticado. As colunas a barlavento trabalham preponderantemente à tração e aquelas a sotavento, à compressão. Segundo a teoria clássica de viga (baseada na hipótese das secções planas), estes esforços seriam constantes. Contudo, isto não ocorre porque o esforço axial transmitido às colunas dos vértices do perímetro da edificação não é integralmente transmitido às colunas da parte interna das faces a barlavento e a sotavento. Isto deve-se ao fato de que esta transmissão, sendo feita através de esforço cortante atuante nas vigas das faces perpendiculares ao vento, provoca flexão nas mesmas, o que leva a deformações axiais não uniformes nas colunas e conseqüentemente, a esforços axiais não uniformes nas mesmas.

Este efeito, que em inglês recebe a denominação de



"shear lag", não tem uma tradução em português.

Na parte inferior da Figura II.29 está representada a distribuição de esforços para o carregamento atuante, quando o efeito "shear lag" não é levado em conta (linha tracejada) e quando o mesmo é considerado (linha cheia).

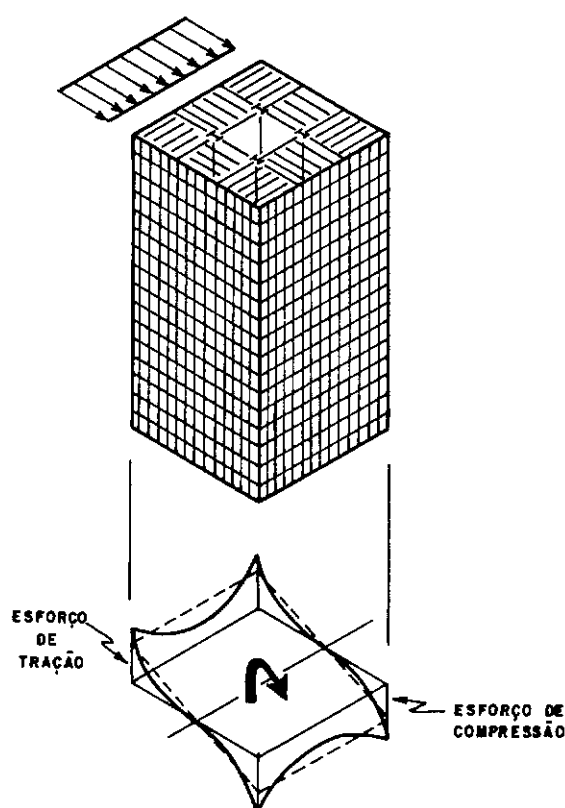


FIGURA II.29 - EDIFÍCIO COM SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO EM TUBO APORTICADO SOB AÇÃO DE UM CARREGAMENTO LATERAL.

À medida que se aumenta a altura da edificação, mais indicada se torna a concepção em tubo, porque maiores são as solicitações laterais. Afortunadamente, o efeito "shear lag" é menor em edifícios elevados comparativamente com o efeito de flexão do tubo (na direção do vento), assim como o efeito das deformações por cisalhamento (em elementos infinitesimais) é menor em

vigas que não sejam curtas.

Na Figura II.30 é mostrado o plano das vigas do pavimento tipo para o edifício "STANDARD OIL OF INDIANA", localizado em Chicago (E.U.A.), cujo sistema de contraventamento utilizado foi o tubo aporticado. Com aproximadamente 340 m de altura, o edifício possui um núcleo com 16 colunas, trabalhando somente para cargas verticais, e um conjunto de 64 colunas no perímetro que formam o tubo aporticado para a resistência às cargas laterais. Neste projeto as colunas do perímetro foram compostas pela associação de duas chapas, resultando numa seção não usual em "V".

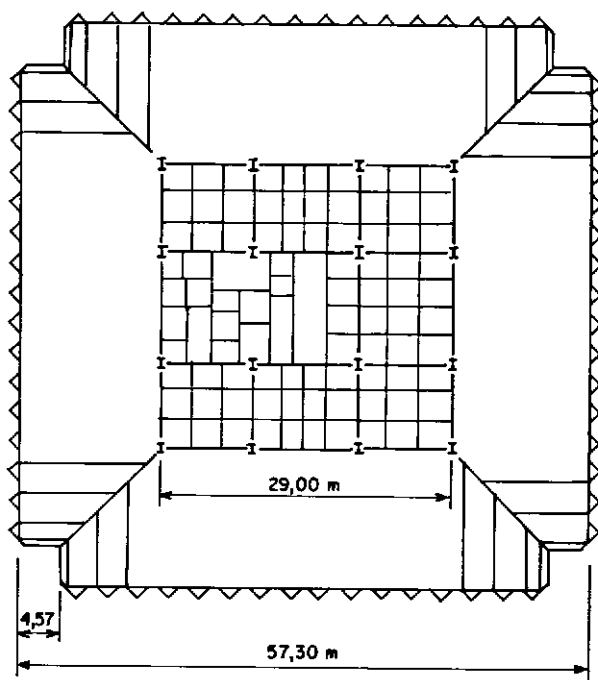


FIGURA II.30 - EDIFÍCIO "STANDARD OIL OF INDIANA".

b. TUBO APORTICADO COM CONTRAVENTAMENTO EXTERNO EM DIAGONAL

À proporção que se aumenta a rigidez das vigas (de grande altura) da periferia da edificação, melhora o comportamento do tubo aporticado, tanto para efeito de flexão como um todo, como para o efeito do "shear lag". Isto porque as faces da edificação ficam mais rígidas para a flexão em seus próprios planos. Uma outra forma de se conseguir esse enrijecimento é através da utilização de contraventamentos em diagonal nestas faces. As diagonais, nestes casos, absorvem diretamente as cargas laterais e trabalham predominantemente a esforços de tração e compressão. A Figura II.31 mostra o comportamento de uma estrutura tubular antes e depois da utilização do contraventamento em diagonal nas faces.

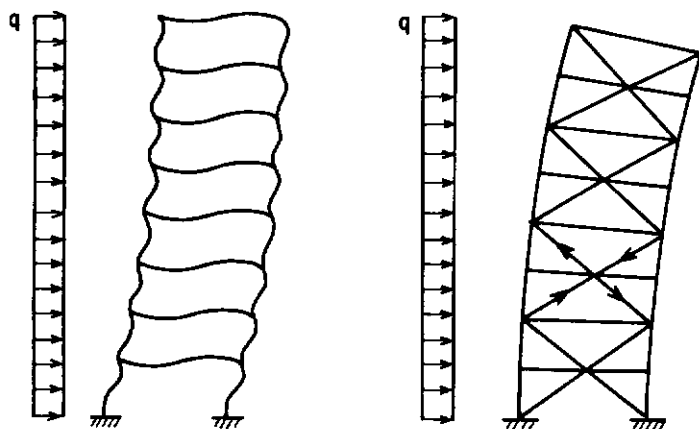
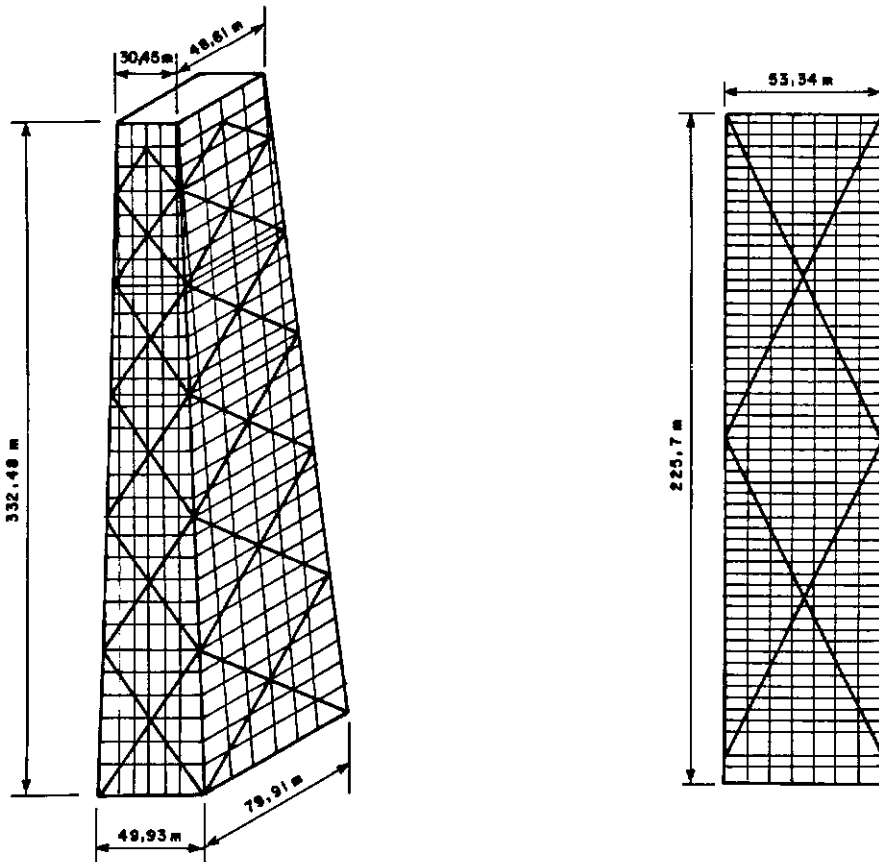


FIGURA II.31 - AÇÃO DAS DIAGONAIS NAS FACES DOS EDIFÍCIOS COM SISTEMAS TUBULARES.

Neste sistema as diagonais, além de trabalharem para a ação das cargas laterais, podem ser incorporadas ao sistema de transmissão das cargas verticais, funcionando como colunas inclinadas. Esta solução foi adotada no edifício "JOHN HANCOCK

CENTER", de 100 andares, localizado em Chicado (E.U.A.), conforme mostrado na Figura II.32a. Neste caso, procurou-se utilizar as diagonais como elementos da arquitetura, colocando-as externamente às vidraças.



a) EDIFÍCIO "JOHN HANCOCK CENTER"

b) EDIFÍCIO "FIRST INTERNACIONAL BUILDING"

FIGURA II. 32 - EDIFÍCIOS COM SISTEMAS TUBULARES DE CONTRAVENTAMENTO COM DIAGONAIS EXTERNAS.

O edifício "FIRST INTERNATIONAL BUILDING", localizado em Dallas, Texas (E.U.A.), com 51 andares, é um outro exemplo da utilização do sistema de contraventamento mencionado anteriormente. A Figura II.32b mostra o sistema estrutural para uma face do edifício. Neste caso, para se evitar problemas relacionados à proteção contra fogo e efeitos de temperatura em perfis expostos, as diagonais foram localizadas atrás das superfícies das vidraças. Desta forma, as diagonais ficam ocul -

tas durante o dia pelo reflexo das vidraças e se mostram em silhueta com a iluminação noturna do prédio. Assim, novamente se tirou partido do contraventamento para efeito da arquitetura.

### c. TUBO TRELIÇADO

Neste sistema o tubo é constituído por uma malha de elementos triangulares com altura igual ao pé-direito do edifício, conforme mostrado na Figura II.33.

As diagonais funcionam como colunas inclinadas para cargas verticais e formam um conjunto rígido para resistência às cargas laterais.

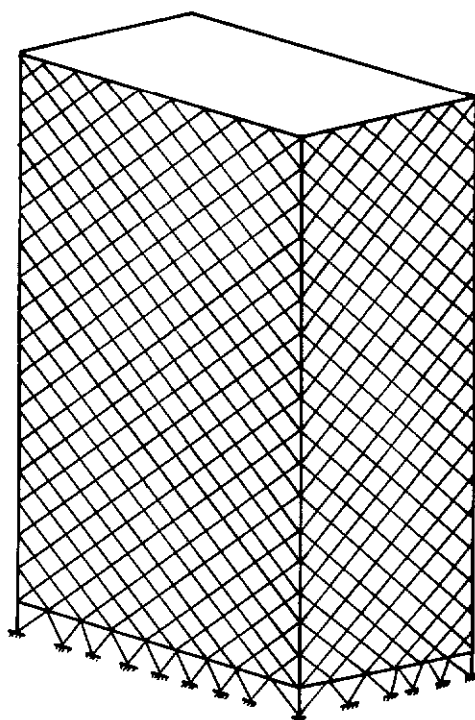


FIGURA II.33 - TUBO TRELIÇADO

Com esta concepção, tem-se uma forma arquitetônica expressiva, com uma distribuição muito uniforme dos esforços axiais nas diagonais devido à redução do efeito "shear lag". A

desvantagem desta concepção está no grande número de ligações e na fixação das lajes e esquadrias.

#### d. TUBO COM NÚCLEO RESISTENTE

Com o objetivo de se aumentar a rigidez lateral da edificação em tubo, pode-se tirar partido dos núcleos ou pilares-parede localizados no seu interior.

A Figura II.34 mostra a estrutura de um edifício com sistema de contraventamento em tubo aporticado associado com pilares-parede em treliça vertical.

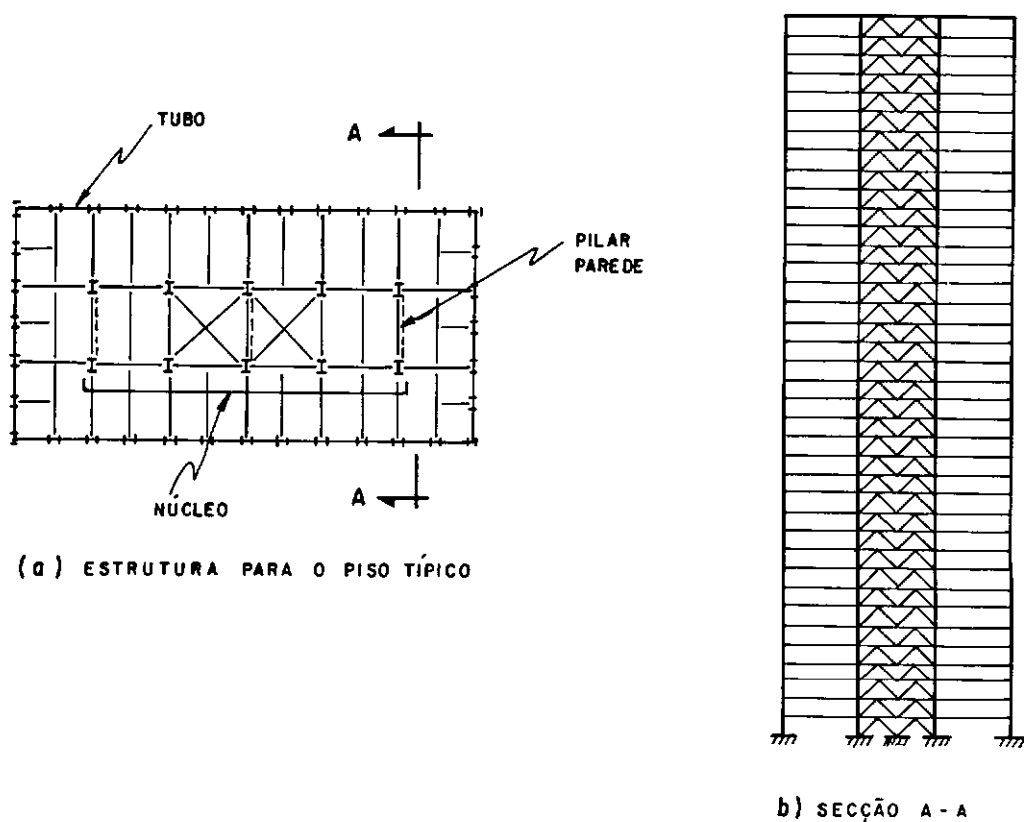
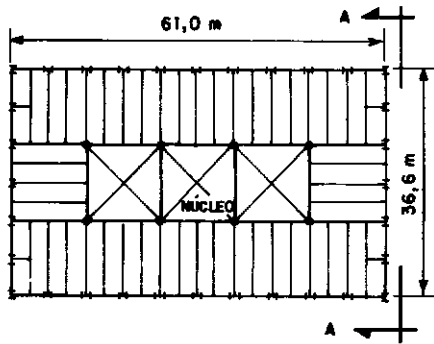


FIGURA II.34 - EDIFÍCIO COM SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO EM TUBO APORTICADO ASSOCIADO COM NÚCLEO RESISTENTE.

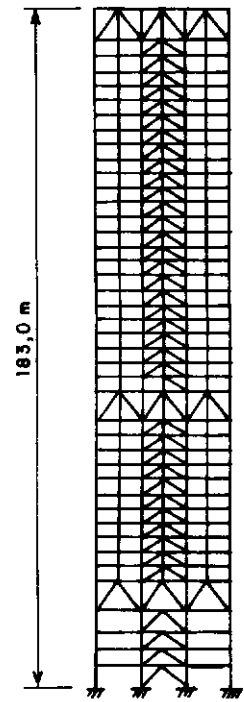
Vários esquemas de ligação entre os pilares-parede e o tubo externo podem ser adotados. A idéia mais imediata é fazer a interação entre estes elementos através das lajes com - portando-se como diafragmas e eventuais vigas de ligação, articuladas em ambas as extremidades. Desta forma, o carregamento lateral é distribuído entre o tubo e o núcleo, proporcionalmente às suas rigidezes a deslocamentos horizontais. A consideração dos elementos de ligação (tipo viga) engastados ao tubo e ao núcleo conduz a uma grande absorção de momentos por estes elementos de ligação, dificultando o seu dimensionamento. Este engastamento interfere, de certa forma, no comportamento do tubo como viga em balanço, alterando a distribuição dos esforços axiais dos elementos constituintes do mesmo.

Na Figura II.35 a,b é mostrado o sistema de enrijecimento adotado para o edifício "FIRST WISCONSIN CENTER", localizado em Winsconsin(E.U.A.), no qual a estrutura do núcleo interior foi incorporada ao sistema de contraventamento do edifício. Neste caso, além da ação do núcleo isolado, foram introduzidas três treliças horizontais de grande altura("OUTRIGGERS") em determinados pavimentos, que contribuem ainda mais para aumentar a rigidez do conjunto. A fim de se eliminar esforços axiais concentrados em colunas do tubo (exterior) devido à ação dos "OUTRIGGERS", foram utilizadas treliças horizontais de cintamento ao tubo ( BELT TRUSSES ) no mesmo nível dos "OUTRIGGERS", as quais foram incorporadas à arquitetura da edificação.

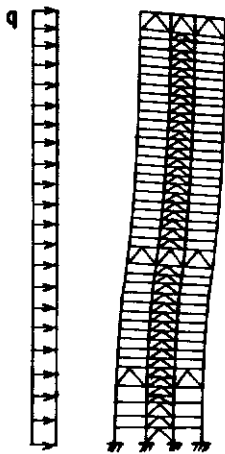
Na Figura II.35c é mostrada a estrutura deformada do edifício sob a ação de um carregamento lateral, onde se observa a mudança na curva de deformação devido à ação dos "OUTRIGGERS". O



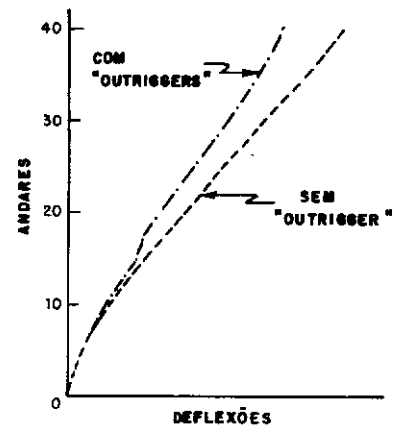
(a) ESTRUTURA PARA PISO TÍPICO



(b) VISTA A - A



(c) COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA SOB AÇÃO DO CARREGAMENTO LATERAL.



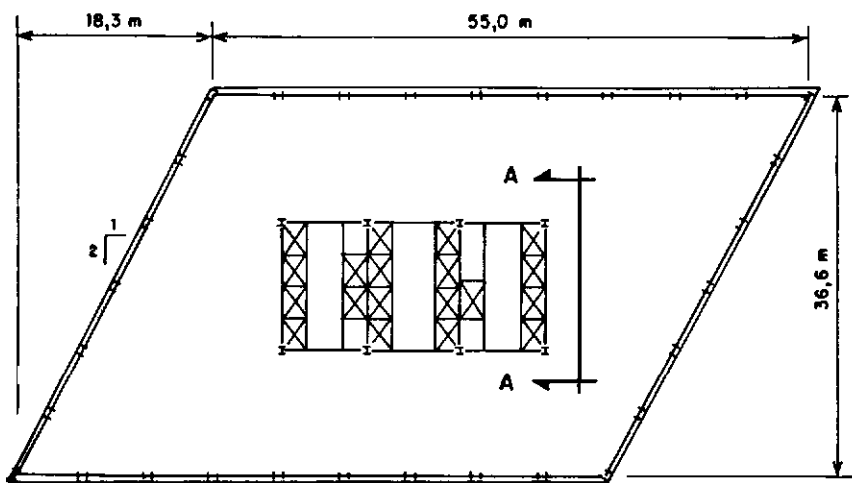
(d) AÇÃO DOS "OUTRIGGERS" NO ENRIJECIMENTO DO EDIFÍCIO.

FIGURA II.35 - EDIFÍCIO "FIRST WISCONSIN CENTER"

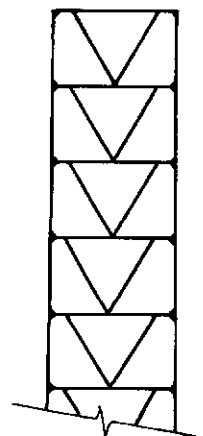


aumento na rigidez da estrutura devido à ação dos "OUTRIGGERS" pode ser melhor compreendido através da Figura II.35d, onde a curva mais à direita representa a deflexão da estrutura sem os mesmos.

Uma evolução natural do núcleo resistente é outro tubo interno (aporticado ou não), constituindo o sistema de contraventamento "tubo dentro de tubo". Na Figura II.36a é mostra da a disposição das vigas e colunas em planta para o edifício "GETTY PLAZA TOWER", de 36 andares, localizado na Califórnia (E.U.A.), no qual foi adotado o conceito de "tubo dentro de tubo" para o seu enrijecimento. Neste caso o tubo externo é aporticado e o interno contraventado por intermédio de diagonais com excentricidades aos pontos de ligação viga-coluna (Figura II.36b), a fim de se obter ductilidade na estrutura, necessária em uma área de forte atividade sísmica.



ESTRUTURA PRINCIPAL DO PAVIMENTO TÍPICO



SECÇÃO A-A

FIGURA II.36 - EDIFÍCIO "GETTY PLAZA TOWER".

Ainda utilizando o conceito de "tubo dentro de tubo", o projeto de um edifício de escritórios com 60 andares em Tokyo (Figura II.37) usou um sistema com três tubos. Neste sistema o tubo exterior foi dimensionado para resistir individualmente ao carregamento lateral de vento, enquanto os três tubos, conectados pelas lajes de piso (funcionando como diafragmas rígidos), formam o sistema de resistência às forças sísmicas.

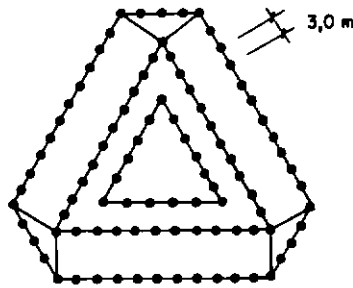


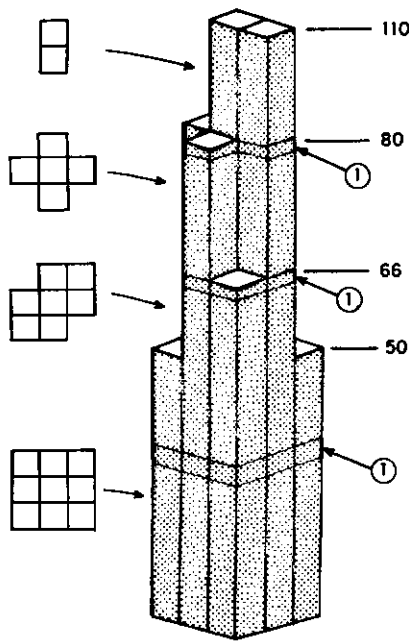
FIGURA II. 37 - SISTEMA TUBULAR COM TRÊS TUBOS.

#### e. TUBO MULTI-CELULAR

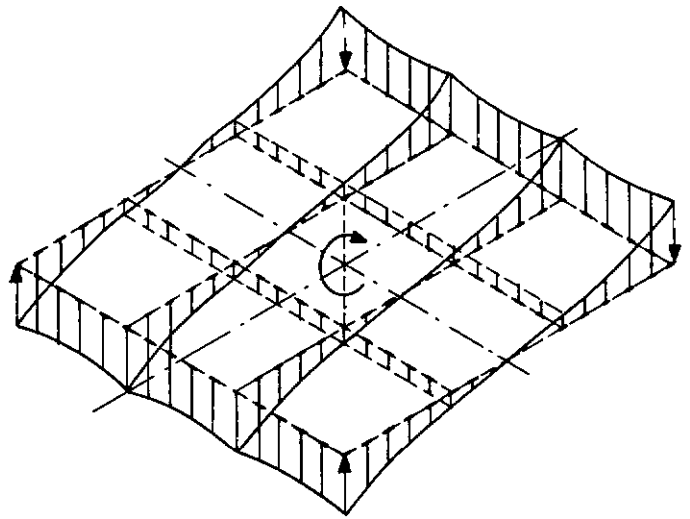
A última evolução no sistema de contraventamento tubular é o chamado tubo multi-celular ("modular or bundled tube"). Este sistema foi utilizado no edifício "SEARS TOWER", de 109 andares e 442 m de altura, localizado em Chicago (E.U.A.), atualmente o edifício mais alto do mundo (Figura II.38a).

Nesta concepção, o tubo exterior é enrijecido por intermédio de septos nas duas direções, que formam um conjunto de tubos no interior do tubo externo. Estes tubos individuais

possuem uma grande rigidez própria independente dos demais, portanto podem ser agrupados em qualquer configuração ou sofrerem uma descontinuidade em qualquer nível. Uma outra vantagem deste sistema são as grandes áreas livres que podem ser obtidas.



(a) TUBO MULTI-CELULAR  
① CINTAMENTOS



(b) DISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS AXIAIS NAS COLUNAS.

FIGURA II.38 - EDIFÍCIO "SEARS TOWER".

Os septos interiores funcionam como almas de uma grande viga em balanço, quando da ação das cargas laterais, minimizando desta maneira o efeito "shear lag". Em adição, os mesmos também contribuem na resistência à flexão do tubo exterior. O comportamento deste sistema, para o edifício "SEARS TOWER", é mostrado na Figura II.38b, onde se observa a redução do efeito "shear lag".

Os septos tendem a distribuir os esforços axiais igualmente, embora o efeito "shear lag" ainda ocorra com pequena intensidade.

No caso do edifício "SEARS TOWER", além de se utilizar o conceito de tubo multi-celular e treliças de cintamento em diversos níveis, a configuração do edifício varia com a altura pela alteração do número de células, como mostra a Figura II.38a.

## II .7 - CONTRAVENTAMENTOS HORIZONTAIS

As estruturas dos pisos nos edifícios de andares múltiplos não só distribuem as cargas verticais de origem gravitacional às colunas da edificação, como também desempenham a importante função de serem os elementos para a distribuição das cargas laterais aos componentes verticais resistentes. Esta função é desempenhada com eficiência quando as estruturas destes pisos possuem grande rigidez em seus planos, o que permite a consideração da hipótese de diafragmas horizontais rígidos para os mesmos.

Na figura II.39 são mostrados os principais tipos de lajes de pisos normalmente utilizadas nos edifícios de andares múltiplos em aço, que atendem à condição de diafragmas horizontais rígidos ( 4 ).

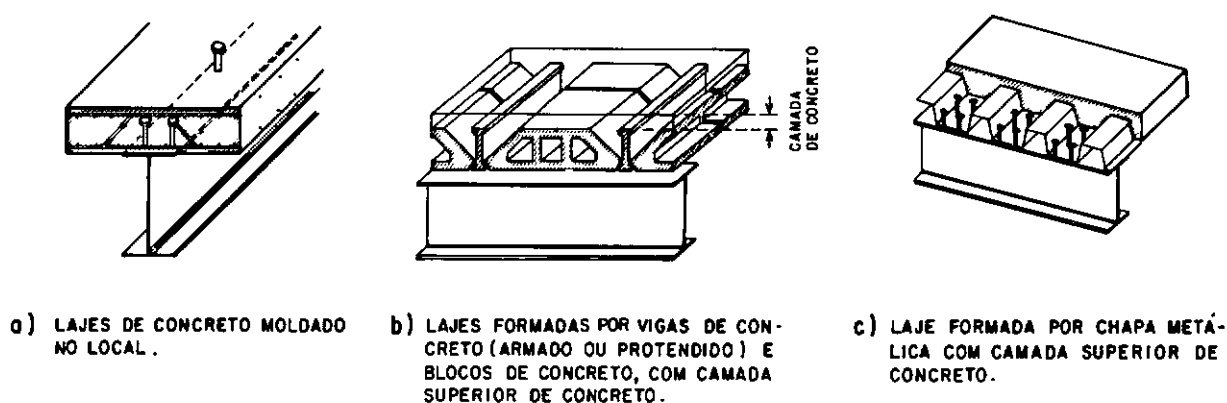


FIGURA II.39 - TIPOS DE LAJES PARA EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS EM AÇO.

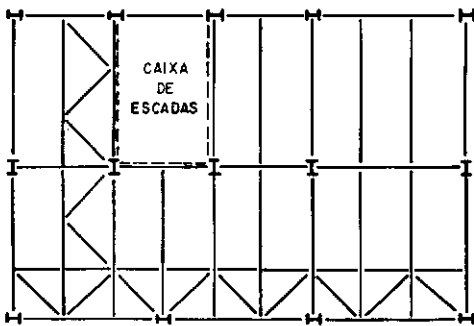
A laje de concreto moldado no local (Figura II.39a) é o tipo mais usado; neste caso, o sistema pode ser simples ou misto: no primeiro caso, as vigas trabalham isoladas, não recebendo contribuição das lajes, e no segundo caso as lajes colaboram no trabalho das vigas. O tipo de laje mostrado na Figura II.39b ou aquele formado por placas de concreto armado ou protendido apresenta a vantagem de dispensar as fôrmas e escoramentos exigidos para as lajes moldadas no local; porém, devido aos espaços vazios normalmente existentes nestes blocos ou placas, o seu uso como sistema misto é evitado.

Na Figura II.39c a fôrma metálica normalmente trabalha em conjunto com a camada superior de concreto como armadura positiva; neste caso, a aderência entre o concreto e a chapa metálica é garantida pela existência de mossas ou de vergalhões soldados às chapas. Este tipo de laje, além de dispensar fôrmas e escoramentos, pode ser usado colaborando no trabalho das vigas (sistema misto), como no caso das lajes moldadas no local.

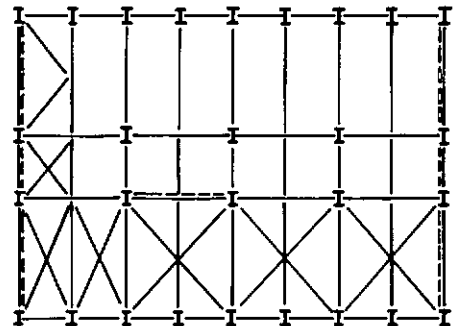
Nos tipos citados anteriormente, a ligação entre a laje e a viga de aço, normalmente feita através de pinos ("studs"), deve ser suficiente para resistir aos esforços cisalhantes devido à transmissão das cargas laterais, como também àqueles provenientes da participação da laje no sistema misto. A consideração das lajes como diafragmas rígidos nem sempre é possível, principalmente nos casos de lajes com elementos pré-fabricados de tijolos cerâmicos, em que as vigas de piso sejam muito espaçadas entre si. Estas situações são agravadas nas estruturas de aço que normalmente possuem ligações viga-co

luna rotuladas para flexão no plano horizontal, o que não acontece nas estruturas convencionais de concreto armado. Neste caso, a deformação da estrutura do piso (agravada quando as componentes verticais possuem modos de deformação distintos) pode comprometer as divisórias e fechamentos devido à introdução de esforços não previstos nestes elementos.

Nestes casos são necessários contraventamentos horizontais com diagonais formando treliças, que impedem a deformação dos pisos (Figura II.40). Nos edifícios de andares múltiplos em aço, a utilização destes contraventamentos horizontais é geralmente suficiente a cada dois ou três andares, quando a rigidez dos pilares for adequada para transmitir as cargas laterais sobre tais intervalos de altura (4).



a) CONTRAVENTAMENTO HORIZONTAL PARA EDIFÍCIO COM CONTRAVENTAMENTOS VERTICAIS EM TRELIÇA EM TORNO DA CAIXA DE ESCADAS.

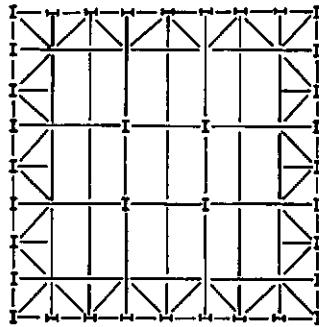


b) CONTRAVENTAMENTO HORIZONTAL PARA EDIFÍCIO COM DOIS CONTRAVENTAMENTOS VERTICAIS EM TRELIÇA EXTERNOS E UM INTERNO.

FIGURA II. 40 - EXEMPLOS DA UTILIZAÇÃO DE CONTRAVENTAMENTOS HORIZONTAIS.

Em outras situações, a utilização de contraventamentos horizontais também é indicada, conforme a seguir:

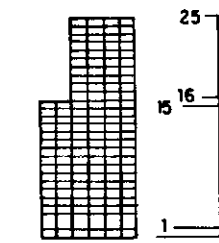
- a - Nos casos das colunas de fachada que não são lateralmente suportadas pelas vigas de piso, ou quando as vigas de periferia possuem pouca rigidez lateral, como nos sistemas tubulares (1) (Figura II.41).



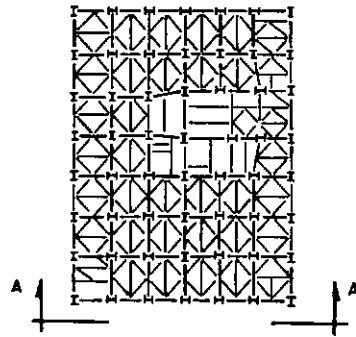
**FIGURA II.41 - CONTRAVENTAMENTO HORIZONTAL PARA EDIFÍCIO COM SISTEMA TUBULAR.**

- b - Nos níveis de mudança do sistema de resistência às cargas laterais, como no edifício mostrado na Figura II.42a (1). Neste caso, a estrutura do edifício (25 andares) consiste de duas secções: uma torre de 10 andares sobre uma base de 15 andares. As cargas laterais são resistidas por quadros de nós rígidos na torre, porém somente pela estrutura envolvente (quadros de nós rígidos) na base da edificação. A mudança no sistema estrutural da torre para a base impõe a necessidade da utilização de um extensivo contraventamento horizontal na zona de transição (15º e 16º pisos). As treliças destes pisos transmitem, desta forma, as cargas laterais da torre para a estrutura periférica da base da edificação (Figura II.42b).





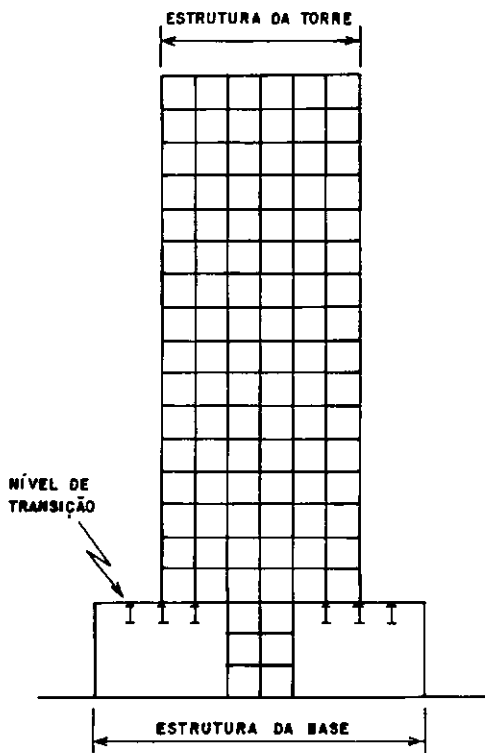
g) VISTA A-A



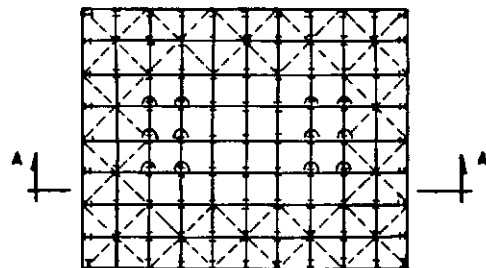
b) CONTRAVENTAMENTO HORIZONTAL PARA O 15º e 16º PISOS.

FIGURA II.42 - CONTRAVENTAMENTO HORIZONTAL PARA EDIFÍCIO COM MUDANÇA NO SISTEMA DE RESISTÊNCIA ÀS CARGAS LATERAIS.

c - Nos níveis de transição dos edifícios, onde há uma interrupção de colunas da parte superior, e as cargas horizontais a serem transferidas para a base são elevadas, como no caso do edifício "UNION CARBIDE" (11), situado em Nova York (E.U.A.) (Figura II.43).



a) SECÇÃO A-A



b) CONTRAVENTAMENTO HORIZONTAL NO NÍVEL DE TRANSIÇÃO.

FIGURA II.43 - CONTRAVENTAMENTO HORIZONTAL NO NÍVEL DE TRANSIÇÃO PARA O EDIFÍCIO "UNION CARBIDE".

## CAPÍTULO III

## ANÁLISE APROXIMADA DA DISTRIBUIÇÃO DO CARREGAMENTO LATERAL DE VENTO

## III.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

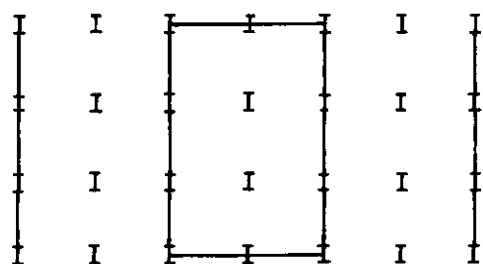
Na fase de ante projeto de um edifício de andares múltiplos, onde se deseja definir um sistema estrutural com a finalidade de estimar um custo para a estrutura do mesmo, normalmente o projetista procura adotar métodos simplificados de análise com a finalidade de reduzir os gastos nesta fase. Posteriormente, entretanto, na fase de projeto, estes métodos podem vir ou não a ser adotados, dependendo do seu grau de aproximação.

A análise da distribuição do carregamento lateral de vento é o que normalmente causa uma maior preocupação, já que um erro conceitual neste sentido pode comprometer elementos estruturais com esforços superiores aos previstos, como também podem vir a causar danos aos componentes não estruturais.

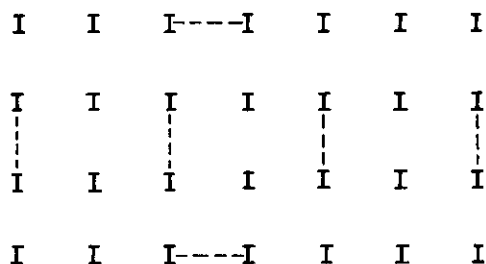
Neste capítulo serão estudados dois métodos aproximados para a análise da distribuição do carregamento lateral de vento em um edifício de andares múltiplos.

Os edifícios considerados serão aqueles em que este carregamento é absorvido por "P" componentes verticais resistentes nos seus planos, aqui denominados simplesmente componentes verticais. Tais componentes podem ser: quadros de nós rígidos, pilares-parede em concreto ou aço, ou uma associação destes com-

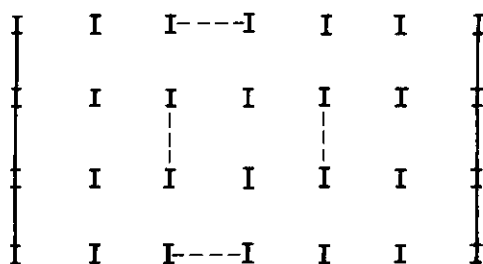
ponentes em um mesmo plano. A Figura III.1 mostra diversas disposições em planta para estes componentes.



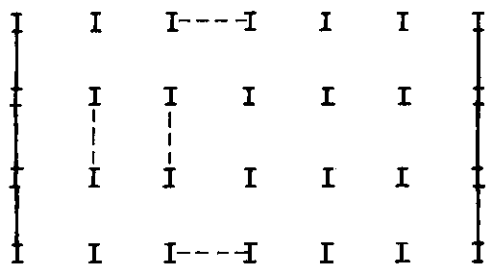
a) COMPONENTES VERTICAIS EM QUADRO DE NÓS RÍGIDOS NOS SENTIDOS TRANSVERSAL E LONGITUDINAL.



b) COMPONENTES VERTICAIS EM PILAR-PAREDE NOS SENTIDOS TRANSVERSAL E LONGITUDINAL.



c) COMPONENTES VERTICAIS EM QUADROS DE NÓS RÍGIDOS E PILAR-PAREDE NO SENTIDO TRANSVERSAL E PILARES PAREDE NO SENTIDO LONGITUDINAL.



d) COMPONENTES VERTICAIS EM QUADROS DE NÓS RÍGIDOS E PILARES PAREDE NO SENTIDO TRANSVERSAL E PILARES PAREDE NO SENTIDO LONGITUDINAL, COM UM EIXO DE SIMETRIA.

FIGURA III.1 - DISPOSIÇÕES EM PLANTA DE COMPONENTES VERTICAIS.

A seguinte hipótese básica será adotada no desenvolvimento dos métodos que serão aqui apresentados:

- As lajes são diafragmas horizontais rígidos, isto é, possuem rigidez infinita em seus planos e rigidez nula na direção transversal. Com esta hipótese, a resultante do carregamento lateral em cada piso (resultante da carga de vento compreendida entre a metade do pé-direito acima e abaixo de um determinado

piso) será distribuída entre os diversos componentes verticais, de forma a se obter uma compatibilidade de deslocamentos horizontais, conforme é mostrado na Figura III.2, para um edifício submetido a um carregamento na direção transversal.

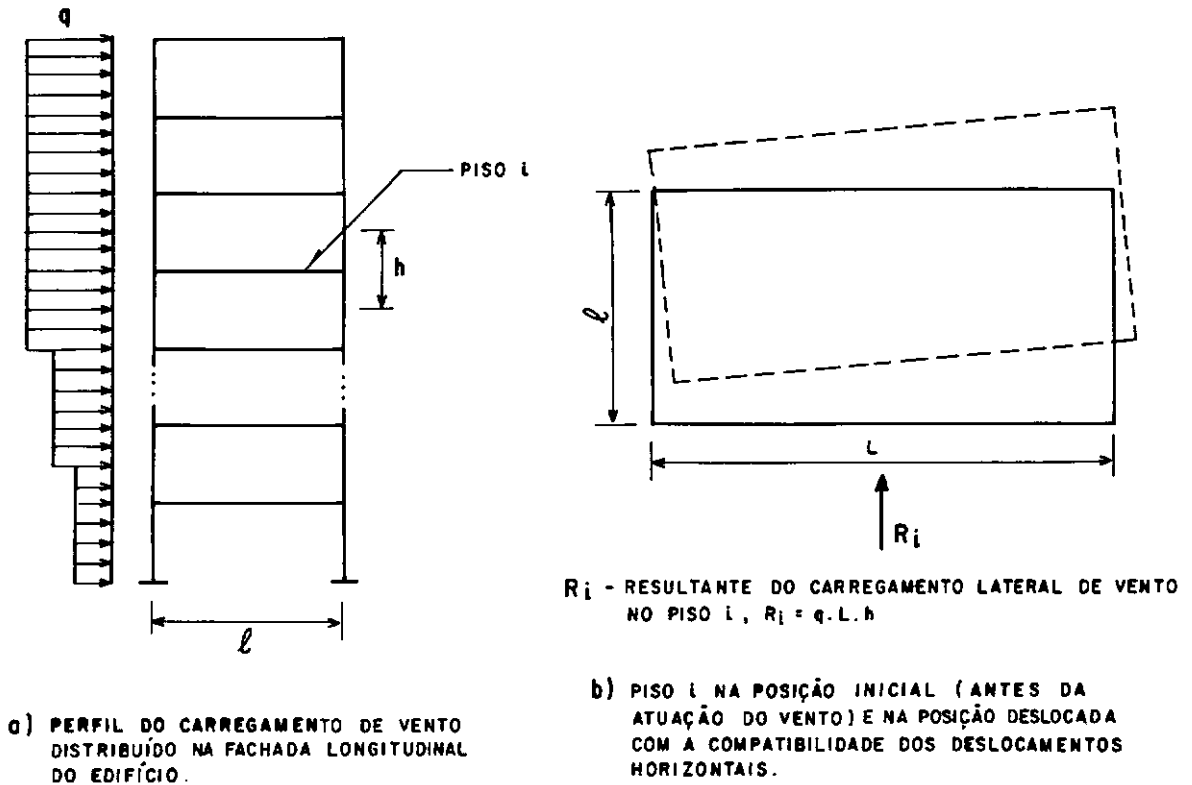


FIGURA III.2 - AÇÃO DO CARREGAMENTO DE VENTO NO  $i$ -ÉSIMO PISO DE UM EDIFÍCIO.

Na Figura III.2 supõe-se não haver simetria da estrutura em relação à linha de atuação da resultante  $R_i$ ; portanto, tem-se em cada piso um deslocamento horizontal na direção do carregamento, e uma rotação em torno do centro de rigidez, que é o ponto do piso  $i$  onde, aplicada uma força lateral, ocorre apenas um deslocamento horizontal na direção da mesma. Portanto, quando da atuação do carregamento lateral, a compatibilização de deslocamentos horizontais ocorre simultaneamente em todos os pi-

tos, e deste modo uma análise mais precisa seria aquela que levasse isto em consideração. Porém, devido ao grande número de sistemas de equações envolvidos nesta análise, somente a elaboração de um programa específico de computador seria viável, como o da tese de mestrado (15). Além destas compatibilizações horizontais, a compatibilização vertical dos deslocamentos nas interseções dos componentes verticais pode ser considerada na análise, conforme é mostrado na referência (2).

### III.2 - MÉTODO DA COMPATIBILIZAÇÃO HORIZONTAL ISOLADA EM CADA PISO

O primeiro método aproximado referido anteriormente é aquele citado nas referências (9) e (13) e que posteriormente foi melhor apresentado por SORIANO (2), sendo este item baseado fundamentalmente nesta última referência. Aqui, a distribuição do carregamento lateral entre os componentes verticais é feita supondo-se que a compatibilidade dos deslocamentos horizontais ocorre isoladamente em cada piso, sem que se exija compatibilidade nos demais.

Para efeito de desenvolvimento do método, seja a Figura III.3 em que o  $i$ -ésimo piso de um edifício está submetido ao carregamento lateral de vento, correspondente à faixa entre as metades dos pés-direitos acima e abaixo do mesmo. Nesta figura,  $f_1$ ,  $f_2$  e  $f_3$  representam as componentes da resultante  $R_i$ , em relação à origem de um sistema de referência global XYZ (tri ortogonal direto) da edificação como um todo, situado em um ponto qualquer do plano da laje.

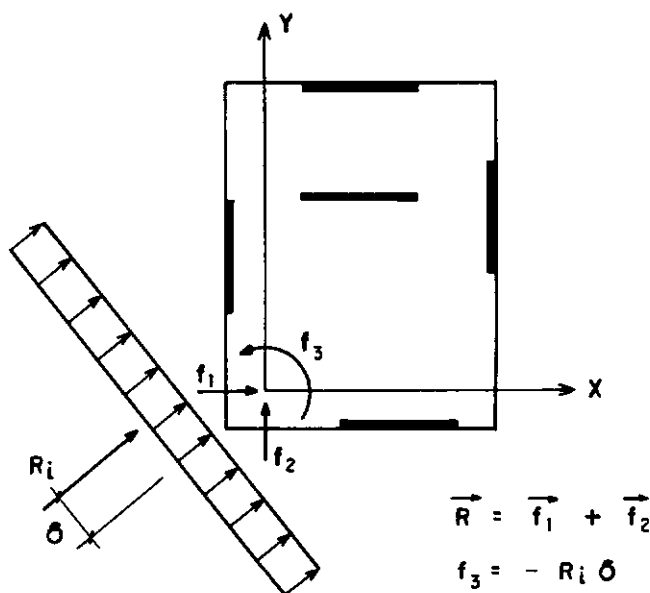


FIGURA III.3 - CARREGAMENTO ATUANTE NO  $i$ -ÉSIMO PISO.

Na Figura III.4,  $d_1$ ,  $d_2$  e  $d_3$  são os deslocamentos de corpo rígido da laje, associados às componentes  $f_1$ ,  $f_2$  e  $f_3$  da resultante  $R_i$ . O  $p$ -ésimo componente vertical possui um referencial próprio  $x^p y^p z^p$  inclinado de um ângulo  $\theta^p$  (positivo no sentido anti-horário de  $x$  para  $x^p$ ) em relação ao referencial global. Devido ao fato de os nossos componentes verticais serem do tipo quadros de nós rígidos, pilares-parede ou quadros associados a pilares-parede, os mesmos possuem resistência desprezível na direção transversal como também à torção. Desse modo, a resistência a ser considerada é aquela que corresponde ao plano do componente, ou seja, na direção  $x^p$ , cujo deslocamento associado é  $d_1^p$ .

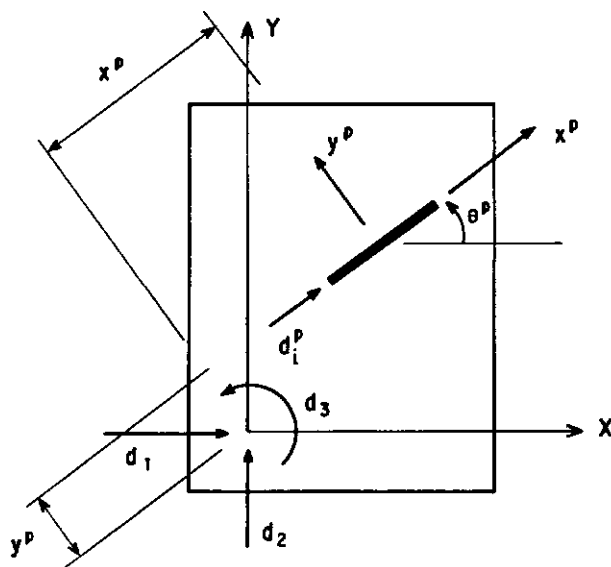


FIGURA III.4 - DESLOCAMENTOS DE CORPO RÍGIDO DO  $i$ -ÉSIMO PISO.

Pelo que foi dito anteriormente, podemos calcular, para os diversos componentes verticais, "coeficientes de rigidez" ( $s_i^p$ ), ao nível de cada piso  $i$ , como sendo numericamente igual ao recíproco do deslocamento segundo  $x^p$ , quando se aplica uma carga unitária nesta direção.

A Figura III.5 exemplifica a obtenção dos "coeficientes de rigidez" para um componente vertical em treliça.

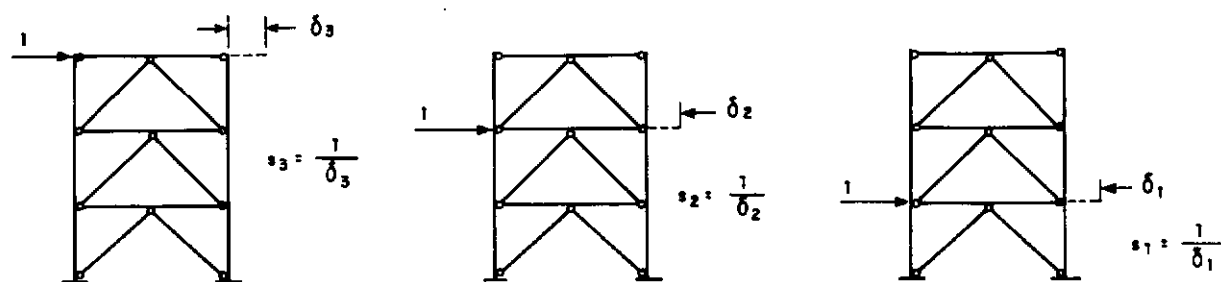


FIGURA III.5 - OBTENÇÃO DOS "COEFICIENTES DE RIGIDEZ" PARA UM COMPONENTE VERTICAL EM TRELIÇA.

Com relação à Figura III.4, podemos escrever:

$$d_i^P = d_1 \cos \theta^P + d_2 \sin \theta^P + d_3 y^P \quad (3.1)$$

onde  $d_3$  é uma rotação pequena em radianos. Sob a forma matricial, escreve-se

$$d_i^P = [\cos \theta \quad \sin \theta \quad y]^P \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{Bmatrix}_i \quad (3.2)$$

ou em forma compacta

$$d_i^P = \underline{B}^P \underline{d}_i \quad (3.3)$$

onde  $\underline{B}^P$  é a matriz de transformação de ordem (1x3). Conhecendo-se os "coeficientes de rigidez" dos "P" componentes verticais e a equação (3.3), a matriz de rigidez do modelo estrutural, como um todo, se escreve através da relação

$$\underline{S}_i = \sum_{p=1}^P s_i^P (\underline{B}^P)^T \underline{B}^P \quad (3.4)$$

ou

$$\underline{S}_i = \sum_{p=1}^P s_i^P \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta & y \cos \theta \\ & \sin^2 \theta & y \sin \theta \\ \text{simetria} & & y^2 \end{bmatrix}^P \quad (3.5)$$

Esta equação efetua o somatório das contribuições de rigidez dos diversos componentes verticais para a obtenção da matriz de rigidez global do i-ésimo piso.

Agrupando em  $\underline{f}_i$  as componentes  $f_1$ ,  $f_2$  e  $f_3$  do carregamento  $R_i$ , pode-se escrever o sistema de equações de equilíbrio



$$\underline{s}_i \underline{d}_i = \underline{f}_i \quad (3.6)$$

A resolução do sistema (3.6) fornece os deslocamentos de corpo rígido  $\underline{d}_i$ , que utilizados em (3.3) fornecem os deslocamentos  $d_i^p$  do  $i$ -ésimo piso do  $p$ -ésimo componente. A substituição destes deslocamentos na equação

$$f_i^p = s_i^p d_i^p \quad (3.7)$$

fornece as parcelas do carregamento lateral absorvido pelo  $p$ -ésimo componente, para a compatibilização isolada dos deslocamentos horizontais do piso  $i$ .

Conforme dito anteriormente, a origem do sistema global XYZ pode estar situada em qualquer ponto do plano da laje de piso. Se considerarmos esta origem coincidindo com o centro de rigidez ,C.R., do piso  $i$ , e o carregamento devido ao vento paralelo ao eixo X, este piso sofre apenas um deslocamento horizontal  $d_i$  na direção X e uma rotação  $\theta_i$  em torno do eixo Z, como mostrado na Figura III.6.

Este efeito de translação e rotação pode ser obtido pela aplicação direta de  $R_i$  no centro de rigidez juntamente com o momento  $R_i \cdot \bar{Y}$ , que no caso é positivo pelo fato de o seu vetor representativo ser no sentido positivo do eixo Z (observar que  $\bar{Y}$  é negativo).

A aplicação da carga  $R_i$  no centro de rigidez do piso, em uma determinada direção, deverá provocar um deslocamento horizontal apenas nesta direção. Quando  $R_i$  atua na direção X, como na Figura III.6, a condição a seguir deve ser atendida

$$\sum_{p=1}^P (s_i^p \cos \theta^p) Y^p = 0 \quad (3.8a)$$

De maneira semelhante, para  $R_i$  atuando na direção  $Y$  teremos

$$\sum_{p=1}^P (s_i^p \sin \theta^p) X^p = 0 \quad (3.8b)$$

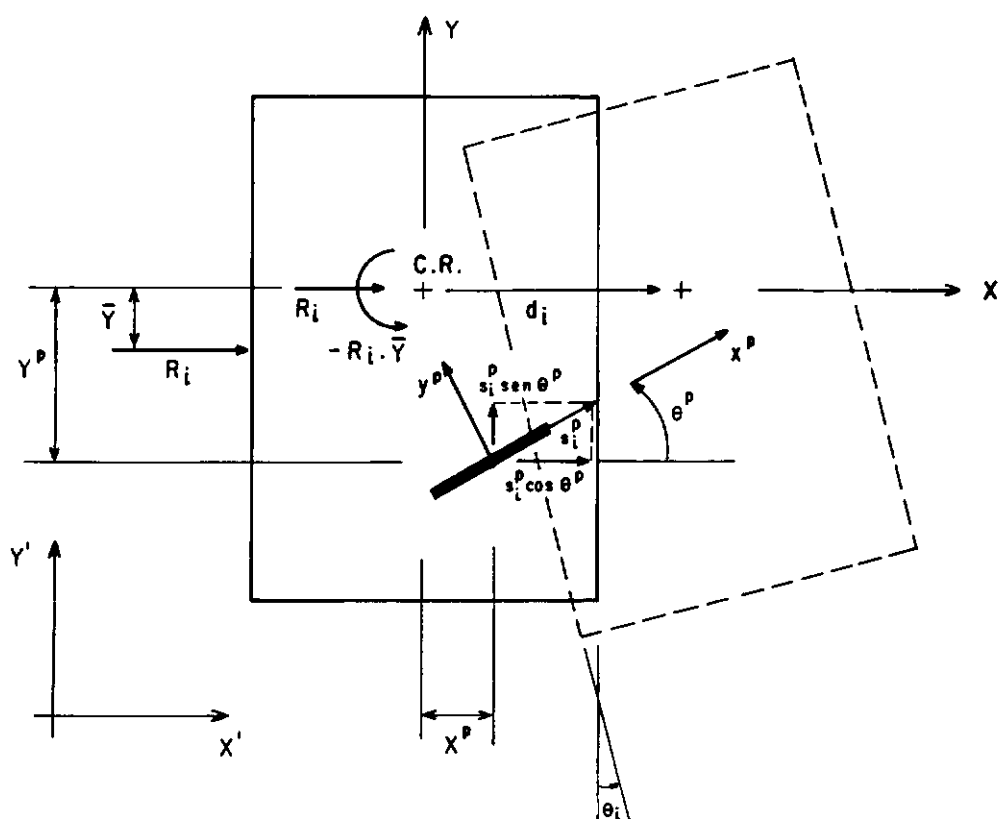


FIGURA III.6 - REFERENCIAL POSICIONADO NO CENTRO DE RIGIDEZ DO  $i$ -ÉSIMO PISO.

O cálculo da posição do centro de rigidez é obtido de maneira semelhante ao do centro de gravidade das seções planas. Analisando-se as equações (3.8), vemos que as mesmas têm analogia com o momento estático calculado em relação ao centro de gravidade, onde  $(s_i^p \cos \theta^p)$  e  $(s_i^p \sin \theta^p)$  são substituídos pelas áreas correspondentes. Desta forma podemos utilizar

o sistema de eixos  $X'Y'$  paralelos a  $XY$  e determinar a posição do centro de rigidez através das equações

$$X' = \frac{\sum_{p=1}^P (s_i^p \sin \theta^p) X^{p'}}{\sum_{p=1}^P s_i^p \sin \theta^p} \quad (3.9a)$$

$$Y' = \frac{\sum_{p=1}^P (s_i^p \cos \theta^p) Y^{p'}}{\sum_{p=1}^P s_i^p \cos \theta^p} \quad (3.9b)$$

Para o caso da Figura III.6, como o carregamento  $R_i$  atua paralelamente ao eixo  $X$ , só teremos deslocamento horizontal nesta direção; assim sendo, a equação de equilíbrio (3.6) toma a forma

$$\sum_{p=1}^P s_i^p \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & y \cos \theta \\ y \cos \theta & y^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_i \\ \theta_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} R_i \\ -R_i \bar{Y} \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

A solução do sistema (3.10) se escreve

$$d_i = \frac{R_i \sum_{p=1}^P s_i^p y^{p^2} + R_i \bar{Y} \sum_{p=1}^P s_i^p y^p \cos \theta^p}{\sum_{p=1}^P s_i^p \cos^2 \theta^p \sum_{p=1}^P s_i^p y^{p^2} - \left( \sum_{p=1}^P s_i^p y^p \cos \theta^p \right)^2} \dots (3.11a)$$

$$\theta_i = \frac{-R_i \bar{Y} \sum_{p=1}^P s_i^p \cos^2 \theta^p - R_i \sum_{p=1}^P s_i^p y^p \cos \theta^p}{\sum_{p=1}^P s_i^p \cos^2 \theta^p \sum_{p=1}^P s_i^p y^{p^2} - \left( \sum_{p=1}^P s_i^p y^p \cos \theta^p \right)^2} \dots (3.11b)$$

Para o caso da Figura III.6, quando a linha de atuação de  $R_i$  coincidir com o eixo X ( $R_i \bar{Y} = 0$ ), tem-se apenas o deslocamento horizontal  $d_i$ , ou seja,  $\theta_i = 0$ . Logo, através da equação (3.11b), para que isto aconteça é necessário que

$$\sum_{p=1}^P s_i^p y^p \cos \theta^p = 0 \quad (3.12)$$

Assim, o sistema (3.10) torna-se

$$\sum_{p=1}^P s_i^p \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & 0 \\ 0 & y^2 \end{bmatrix}^p \begin{Bmatrix} d_i \\ \theta_i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R_i \\ -R_i \bar{Y} \end{Bmatrix} \quad (3.13)$$

e as soluções (3.11) se reduzem a

$$d_i = \frac{R_i}{\sum_{p=1}^P s_i^p \cos^2 \theta^p} \quad (3.14a)$$

$$\theta_i = \frac{-R_i \bar{Y}}{\sum_{p=1}^P s_i^p y^{p^2}} \quad (3.14b)$$

Substituindo (3.14) em (3.2), tem-se

$$d_i^p = [\cos \theta \quad y]^p \left\{ \begin{array}{c} \frac{R_i}{\sum_{q=1}^P s_i^q \cos^2 \theta^q} \\ -R_i \bar{Y} \\ \frac{-R_i \bar{Y}}{\sum_{q=1}^P s_i^q y^{q^2}} \end{array} \right\} \quad (3.15a)$$

ou

$$d_i^p = \frac{R_i \cos \theta^p}{\sum_{q=1}^p s_i^q \cos^2 \theta^q} - \frac{R_i y^p \bar{y}}{\sum_{q=1}^p s_i^q y^{q^2}} \quad (3.15b)$$

A substituição de (3.15b) em (3.7) fornece a parcela do carregamento lateral absorvida pelo  $p$ -ésimo componente vertical no  $i$ -ésimo piso.

$$f_i^p = \frac{s_i^p \cos \theta^p R_i}{\sum_{q=1}^p s_i^q \cos^2 \theta^q} - \frac{s_i^p y^p R_i \bar{y}}{\sum_{q=1}^p s_i^q y^{q^2}} \quad (3.16)$$

Para o caso em que o modelo estudado possui " $p$ " componentes verticais, sendo  $M$  paralelos a  $X$  ( $\theta^p=0^\circ$ ) e  $N$  paralelos a  $Y$  ( $\theta^p=90^\circ$ ), a parcela do carregamento lateral absorvida por cada um destes componentes se escreve:

a) componentes paralelos a  $X$

$$f_i^p = \frac{s_i^p R_i}{\sum_{m=1}^M s_i^m} + s_i^p y^p R_i \bar{y} \left( \frac{1}{\sum_{m=1}^M s_i^m y^{m^2} + \sum_{n=1}^N s_i^n x^{n^2}} \right) \dots \quad (3.17a)$$

Na equação acima, a troca de sinal da última parcela é devida à substituição de  $y^p$  por  $y^p$  dos referenciais local e global, respectivamente.

b) Componentes paralelos a  $Y$

$$f_i^p = -s_i^p x^p R_i \bar{y} \left( \frac{1}{\sum_{m=1}^M s_i^m y^{m^2} + \sum_{n=1}^N s_i^n x^{n^2}} \right) \quad (3.17b)$$

Uma análise das equações (3.17) nos permite concluir que:

- Quando um resultado para  $f_i^p$  for positivo, significa que o componente está trabalhando no sentido positivo do referencial global XY.
- Para os componentes paralelos a X, a primeira parcela de  $f_i^p$  corresponde à carga  $R_i$  que é "distribuída" entre estes componentes.
- A segunda parcela de  $f_i^p$  para os componentes paralelos a X e a força  $f_i^p$  para os componentes paralelos a Y são devidas ao momento  $-R_i \bar{Y}$  que é absorvido pelos "p" componentes verticais.

### III.3 - MÉTODO DA COMPATIBILIZAÇÃO HORIZONTAL EM UM ÚNICO PISO

No método anterior, para a distribuição do carregamento lateral entre os componentes verticais do edifício, foi feita uma compatibilização de deslocamentos horizontais, isoladamente ao nível de cada piso, quando submetido ao carregamento lateral  $R_i$ , conforme é mostrado na Figura III.2. No método apresentado a seguir, esta compatibilização de deslocamentos horizontais é feita em um único piso, preferencialmente o do topo, quando a estrutura é submetida a todo o carregamento lateral. Este item baseia-se fundamentalmente na referência (2).

As seguintes considerações são feitas para o desenvolvimento do método, conforme ilustra a Figura III.6:

- a - O eixo  $Z$  passa pelo centro de rigidez do último piso, onde será feita a compatibilização.
- b - O carregamento lateral é paralelo ao eixo  $X$ .
- c - Cada componente vertical tem rigidez apenas segundo o seu eixo  $x^p$ .

Para o cálculo da rigidez lateral de cada componente vertical, seja a Figura III.7 que ilustra o  $p$ -ésimo componente vertical submetido à carga lateral total por unidade de comprimento correspondente à largura  $L$  da edificação.

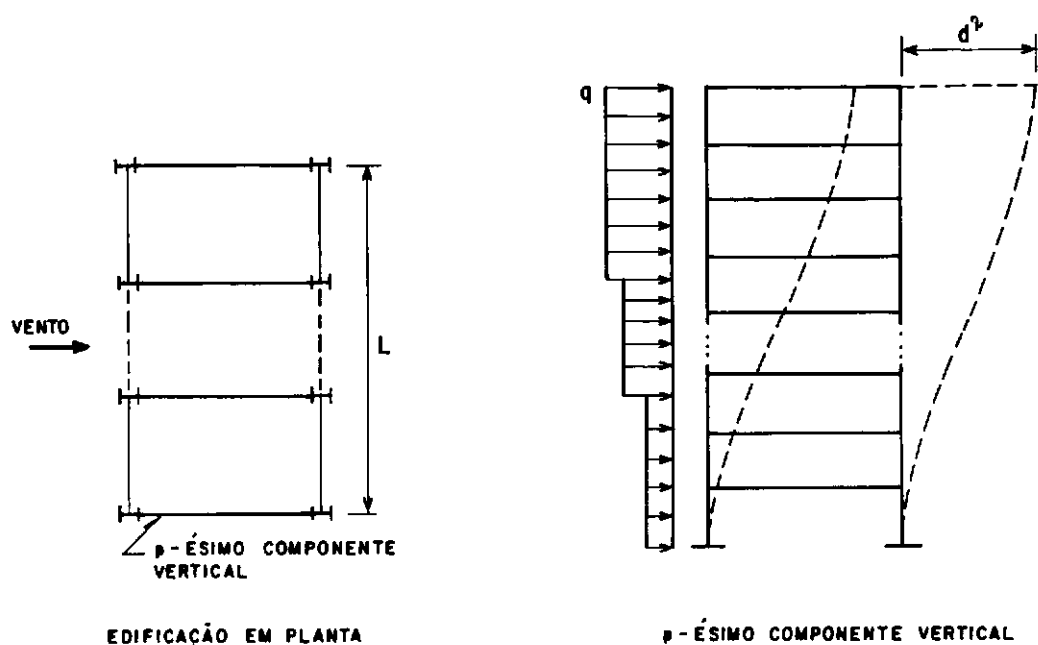


FIGURA III.7 -  $p$ -ÉSIMO COMPONENTE VERTICAL SOB A AÇÃO DE TODO O CARREGAMENTO LATERAL.

Se considerarmos a resultante de todo o carregamento lateral ( $R$ ) aplicada ao nível do último piso, o "coeficiente de rigidez" do  $p$ -ésimo componente pode ser calculado como sendo

$$s^p = \frac{R}{d^p} \quad (3.18)$$

onde  $d^p$  é o deslocamento horizontal no topo deste componente, quando submetido ao carregamento  $q$ .

Após a obtenção destes coeficientes, a posição do centro de rigidez é calculada através das equações (3.9), com a vantagem de, neste caso, a distribuição vertical do carregamento lateral ser levada em conta.

Normalmente, para o cálculo de  $d^p$  são utilizados programas de computador do tipo pórtico plano. Os esforços obtidos nesta fase não são aqueles utilizados no dimensionamento, pois o  $p$ -ésimo componente vertical absorve apenas uma parcela da carga  $q$ ; entretanto, estes esforços podem ser corrigidos, conforme veremos posteriormente.

De maneira semelhante ao método anterior, o sistema (3.13) para o último piso será escrito como

$$\sum_{p=1}^P s^p \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & 0 \\ 0 & y^2 \end{bmatrix}^p \begin{Bmatrix} d \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R \\ -R\bar{Y} \end{Bmatrix} \quad (3.19)$$

onde  $d$  e  $\theta$  são respectivamente o deslocamento paralelo ao eixo  $X$  e a rotação em torno do eixo  $Z$  da edificação.

As soluções do sistema (3.19) se escrevem

$$d = \frac{R}{\sum_{p=1}^P s^p \cos^2 \theta^p} \quad (3.20a)$$



$$\theta = \frac{-R\bar{Y}}{\sum_{p=1}^P s^p y^{p^2}} \quad (3.20b)$$

Neste caso os deslocamentos  $d$  e  $\theta$ , ao contrário do método anterior, servem para ser comparados aos valores máximos admitidos pelas normas.

O deslocamento "correto" do  $p$ -ésimo componente vertical pode ser obtido através da equação (3.2).

$$d_c^p = d \cos \theta^p + \theta y^p \quad (3.21)$$

A correção dos esforços citados anteriormente, obtidos quando  $d^p$  foi calculado, pode ser feita através do fator de correção

$$c^p = \frac{d_c^p}{d^p} \quad (3.22)$$

Para o caso onde se tem  $M$  componentes paralelos a  $X$  e  $N$  paralelos a  $Y$ , num total de " $P$ " componentes, as soluções (3.20) se particularizam para

$$d = \frac{R}{\sum_{m=1}^M s^m} \quad (3.23a)$$

$$\theta = \frac{-R\bar{Y}}{\sum_{m=1}^M s^m y^{m^2} + \sum_{n=1}^N s^n x^{n^2}} \quad (3.23b)$$

e os deslocamentos "corretos" para estes componentes se escrevem, respectivamente,

$$d_c^m = d - \theta Y^m \quad (3.24a)$$

$$d_c^n = \theta X^n \quad (3.24b)$$

O sinal "menos" na equação (3,24a) se deve ao fato da substituição de  $y^p$ , que ocorre na equação (3.2) por  $Y^p$ . Os fatores de correção para os componentes paralelos a X e a Y se escrevem, respectivamente,

$$C^m = \frac{d_c^m}{d^m} \quad (3.25a)$$

$$C^n = \frac{d_c^n}{d^n} \quad (3.25b)$$

## CAPÍTULO IV

## EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

## IV.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Com a finalidade de se avaliar o grau de aproximação dos métodos desenvolvidos no Capítulo III, apresentam-se, neste capítulo, exemplos em que os referidos métodos são utilizados na análise da distribuição do carregamento de vento entre os componentes verticais de um edifício. Os resultados obtidos com estas análises são posteriormente comparados com aqueles fornecidos pelos programas ATEEL (17) e APEL (15), que foram desenvolvidos especificamente para análises de edifícios com múltiplos andares. Os resultados fornecidos pelo programa ATEEL são considerados mais precisos, pelo fato de, na sua formulação, terem sido consideradas as compatibilizações de todos os deslocamentos da estrutura, com comportamento linear e hipótese do diafragma. Na análise feita pelo programa APEL somente são consideradas as compatibilizações horizontais de deslocamentos com consideração do comportamento linear para a estrutura.

O programa STRUDL (6) foi utilizado para a análise dos pórticos planos quando os métodos aproximados foram empregados. Nestes modelos, as áreas das seções transversais dos "elementos viga" foram considerados "muito grandes" para que o comportamento das lajes fosse mais bem atendido.

Os esforços, nas extremidades dos elementos viga e coluna, têm os sentidos positivos, conforme indicados na Figura IV.1.

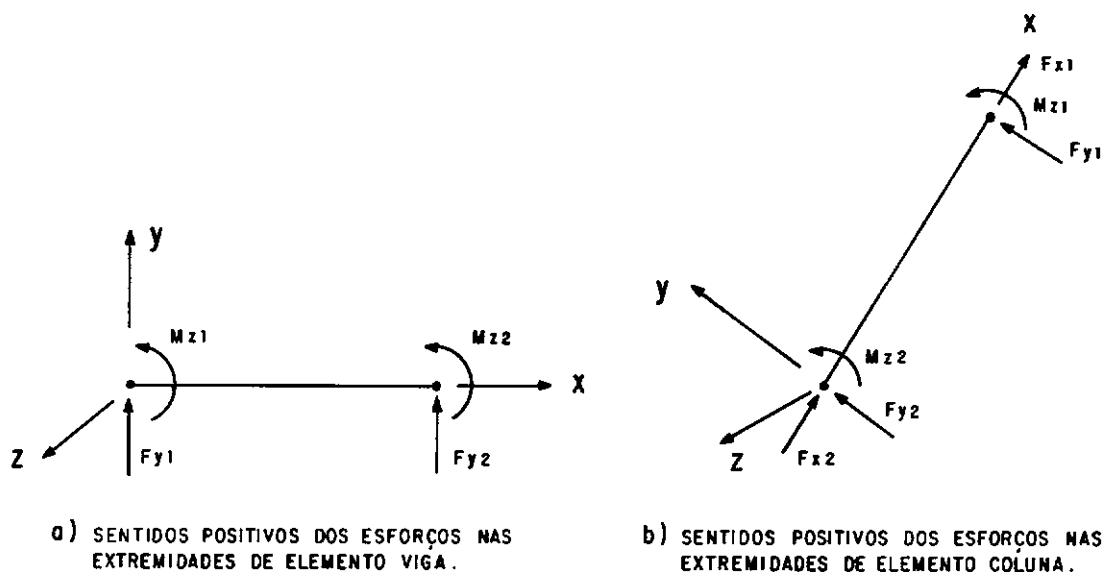


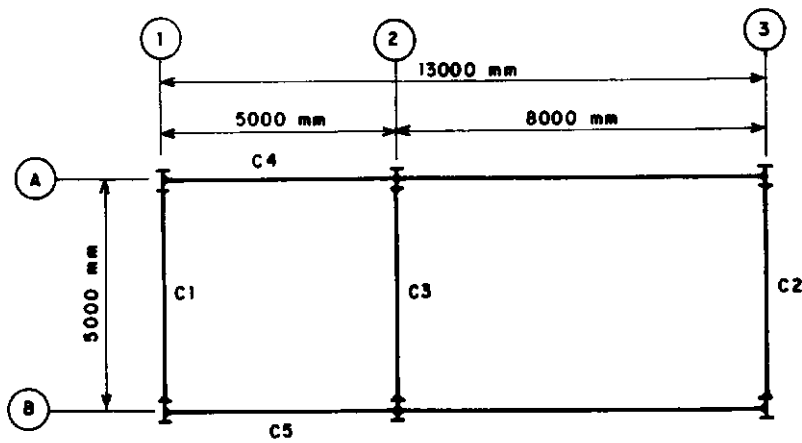
FIGURA IV.1 - CONVENÇÃO DE SINAIS PARA ESFORÇOS NAS EXTREMIDADES DOS ELEMENTOS VIGA E COLUNA.

#### IV.2 - EXEMPLO I

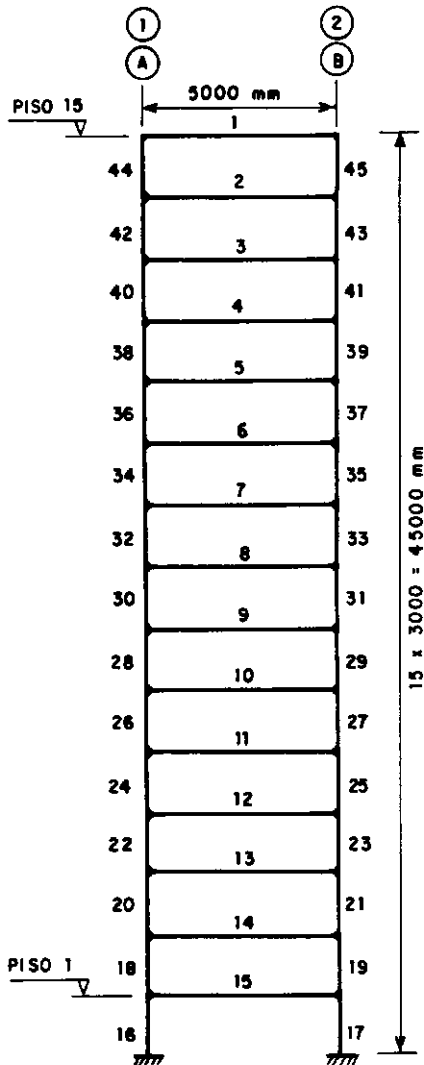
Na Figura IV.2 é mostrada uma torre metálica de 15 andares, cujo sistema estrutural é composto de quadros com nós rígidos, no sentido transversal (componentes  $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$ ) e no sentido longitudinal (componentes  $C_4$  e  $C_5$ ). A carga de vento atuante no sentido transversal é de  $70 \text{ kgf/m}^2$ , uniforme ao longo da altura. Na parte (a) da figura, a edificação é mostrada em planta, e em (b) os componentes em elevação, com indicação dos perfis utilizados (Catálogo AÇOMINAS) e suas propriedades geométricas. A estrutura é em aço ASTM A36 ( $F_y = 2,53 \text{ tf/cm}^2$ ), com módulo de elasticidade longitudinal  $2100 \text{ tf/cm}^2$ .

##### IV.2.1 - MÉTODO DA COMPATIBILIZAÇÃO HORIZONTAL ISOLADA EM CADA PISO

Com a finalidade de facilitar a aplicação do pre -



a) TORRE EM PLANTA



b) COMPONENTES C1, C2, C3, C4 e C5

COMPONENTES	ELEMENTOS	PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS		PERFIL
		ÁREA (cm <sup>2</sup> )	MOM. DE INÉRCIA (cm <sup>4</sup> )	
C1 e C2	1 a 15	2000.	23130.	IP 400.
	16 a 45	143.	33090.	HPL 360.
C3	1 a 15	2000.	33740.	IP 450
	16 a 45	181.	43190.	HPL 360
C4 e C5	1 a 15	2000.	23130.	IP 400
	16, 18, 20, 22 24, 26, 28, 30 32, 34, 36, 38 40, 42, 44	143.	7890.	HPL 360
	17, 19, 21, 23 25, 27, 29, 31 33, 35, 37, 39 41, 43, 45	181.	10140.	HPL 360

FIGURA IV.2 - TORRE METÁLICA DE 15 ANDARES PARA O EXEMPLO I.

sente método, aqui chamado de Método I, foi desenvolvido um programa em BASIC para um microcomputador compatível com o APPLE II, cuja listagem consta no Apêndice II.

De acordo com a Figura IV.3, os dados de entrada do programa são:

- a - Número de pisos do edifício = 15
- b - Número de componentes paralelos aos eixos  $X'$  e  $Y'$ , com suas respectivas distâncias em relação aos mesmos (coordenadas  $Y'$  para os componentes paralelos a  $X'$  e coordenadas  $X'$  para os componentes paralelos a  $Y'$ ).
  - . componentes paralelos a  $X' = 3$
  - . componentes paralelos a  $Y' = 2$
  - . coordenadas dos componentes

COMPONENTE	COORDENADAS (cm)	
	$X'$	$Y'$
$C_1$	-	1300
$C_2$	-	0
$C_3$	-	800
$C_4$	500	-
$C_5$	0	-

- c - Deslocamentos horizontais ao nível dos pisos de cada componente, devido à aplicação de uma carga unitária:

DESLOCAMENTOS (cm)			
PISO Nº	COMPONENTES		
	$C_1$ e $C_2$	$C_3$	$C_4$ e $C_5$
15	2,11	1,55	2,71
14	1,86	1,37	2,44
13	1,64	1,20	2,18
12	1,43	1,04	1,95
11	1,25	0,90	1,72
10	1,07	0,78	1,52
9	0,92	0,66	1,32
8	0,77	0,55	1,14
7	0,64	0,46	0,97
6	0,52	0,37	0,80
5	0,43	0,29	0,64
4	0,29	0,21	0,49
3	0,19	0,14	0,35
2	0,10	0,07	0,21
1	0,03	0,02	0,08

d - Resultantes ( $R_i$ ) do carregamento de vento ao nível dos diversos pisos e suas respectivas distâncias ( $Y'$ ) à origem do sistema  $X'Y'$ .

.  $R_1$  a  $R_{14} = 2,73 \text{ tf}$

.  $R_{15} = 1,365 \text{ tf}$

. As distâncias  $Y'$ , das resultantes à origem do sistema  $X'Y'$ , são iguais a 650 cm para todos os pisos.

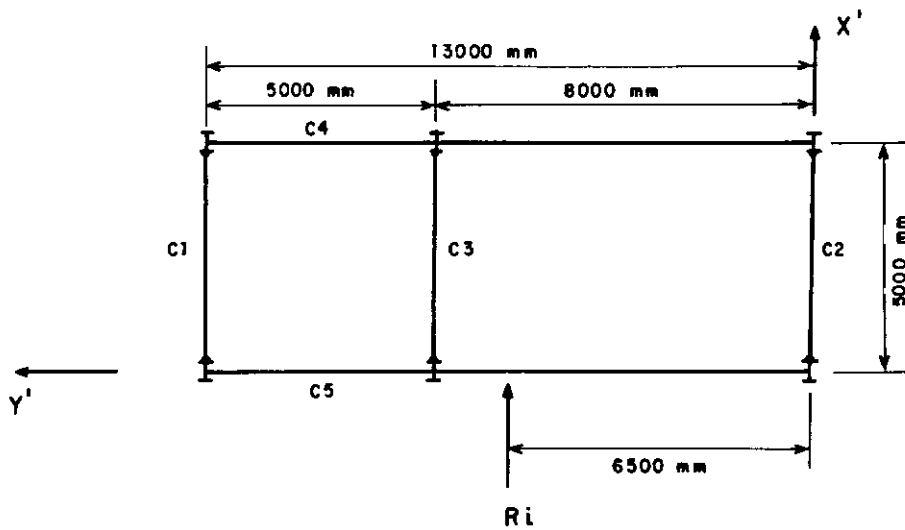


FIGURA IV.3 - PISO i PARA TORRE DO EXEMPLO I.

O programa fornece para cada piso as coordenadas do centro de rigidez em relação ao sistema  $X'Y'$ , e as parcelas do carregamento lateral de vento para os diversos componentes verticais a serem utilizadas na obtenção dos esforços nas extremidades dos elementos viga e coluna, como também dos deslocamentos nodais (Figura IV.4).

Na Figura IV.4a,b,c os carregamentos laterais dos componentes atuam no sentido positivo do eixo  $X'$ , enquanto na Figura IV.4d, o carregamento para o componente  $C_4$  é no sentido positivo de  $Y'$ , e para o componente  $C_5$  no sentido negativo, devido ao fato de o momento de torção aplicado à estrutura ser no sentido anti-horário.

As coordenadas obtidas para o centro de rigidez dos diversos pisos foram constantes para  $X'$  (250 cm) e apresentaram para  $Y'$  um valor aproximado de 711 cm.



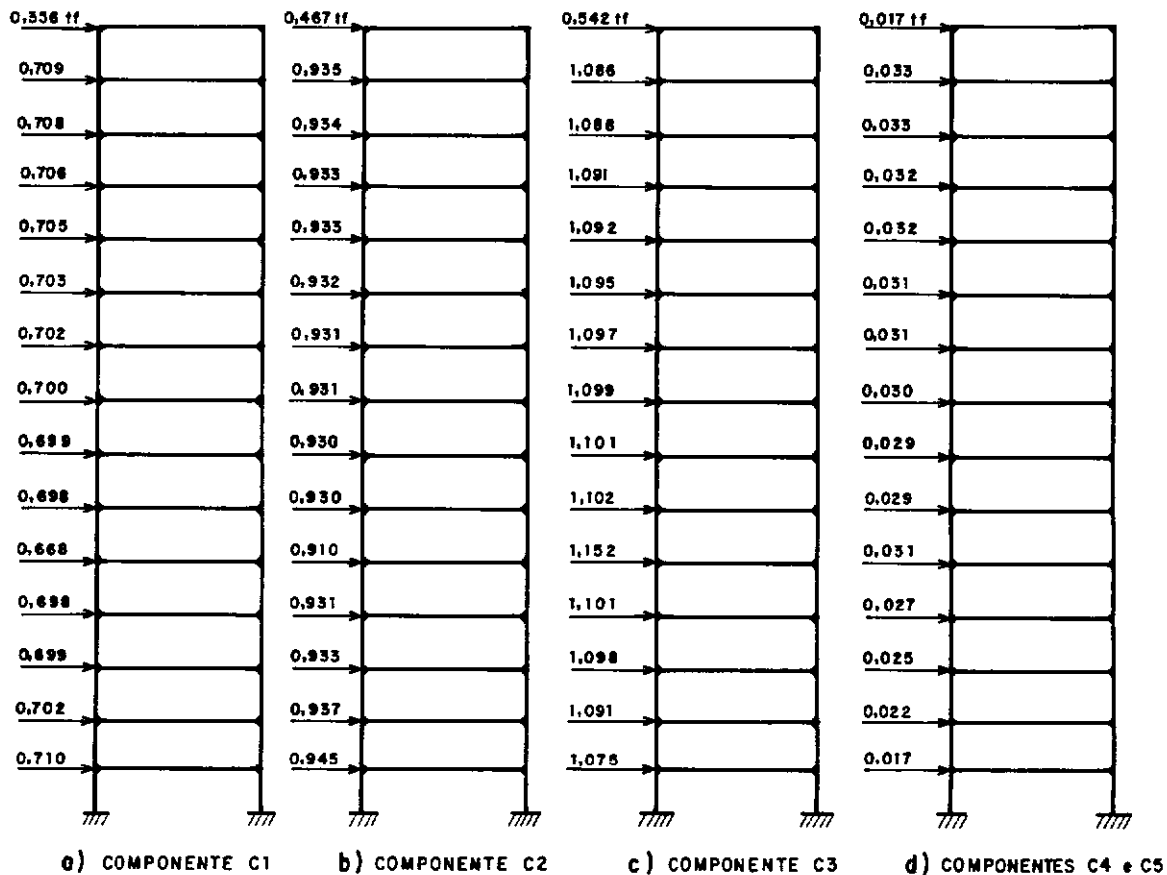


FIGURA IV.4 - CARREGAMENTO LATERAL PARA OS COMPONENTES VERTICAIS.

Os resultados para  $X'$  eram esperados, pois a estrutura é simétrica no sentido longitudinal com componentes verticais idênticos neste sentido. Com relação a  $Y'$ , as diferenças entre estes valores e aqueles correspondentes às distâncias dos pontos de aplicação das resultantes  $R_i$  à origem do sistema  $X'Y'$  (excentricidades) dão origem ao momento de torção citado anteriormente. O valor aproximadamente constante para a posição do centro de rigidez no sentido longitudinal ( $Y'$ ) deve-se ao fato de existir proporcionalidade entre os "coeficientes de rigidez" dos componentes  $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$ , ao longo da altura da edificação.

#### IV.2.2 - MÉTODO DA COMPATIBILIZAÇÃO HORIZONTAL EM UM ÚNICO PISO

Para a aplicação do método em que as compatibilizações dos deslocamentos horizontais são feitas apenas no piso superior do edifício (Método II), as etapas seguintes foram empregadas para a obtenção dos esforços e deslocamentos nodais.

ETAPA 1 - Obtenção dos deslocamentos horizontais no topo de cada componente ( $d^p$ ) correspondente à atuação do carregamento lateral total (Figura IV.5).

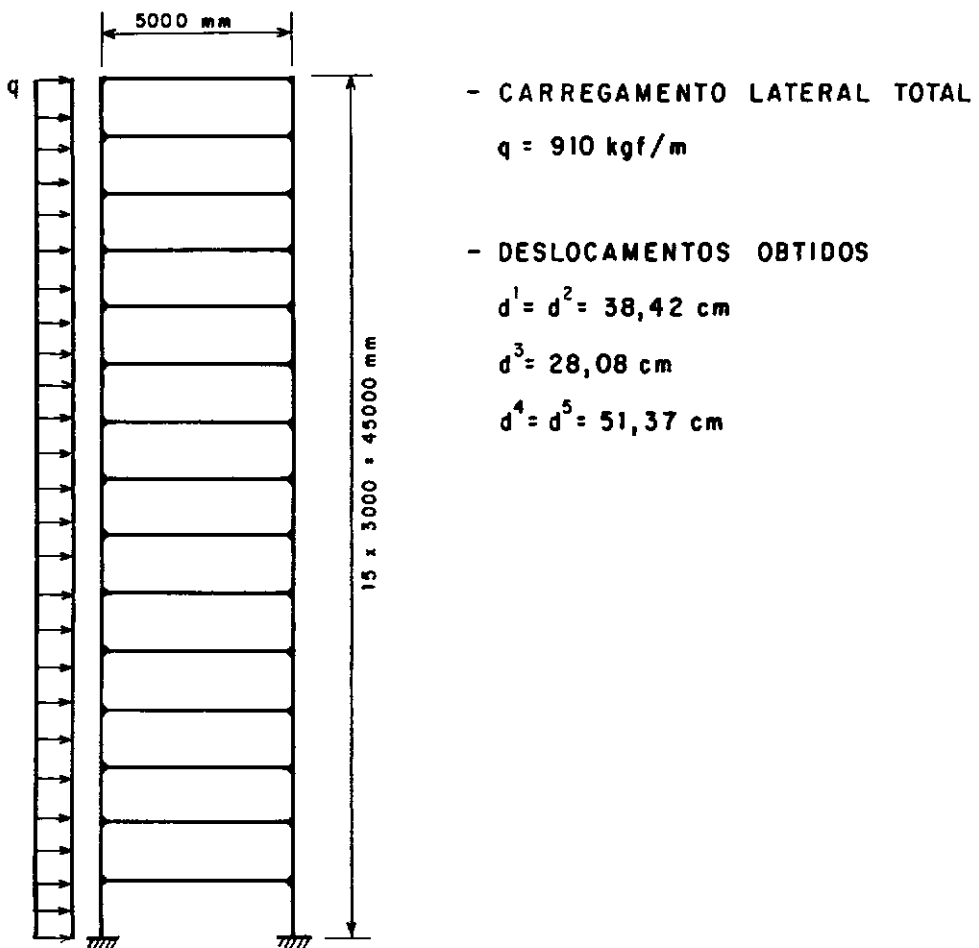


FIGURA IV.5 - CARREGAMENTO LATERAL TOTAL ( $q$ ) ATUANTE NOS COMPONENTES VERTICAIS, PARA OBTENÇÃO DOS DESLOCAMENTOS  $d^p$ .

ETAPA 2 - Cálculo dos "coeficientes de rigidez" lateral dos componentes verticais (equação 3.18).

Resultante do carregamento lateral -  $R = 40,95 \text{ tf}$

$$s^1 = s^2 = 1,07 \text{ tf/cm}$$

$$s^3 = 1,46 \text{ tf/cm}$$

$$s^4 = s^5 = 0,80 \text{ tf/cm}$$

ETAPA 3 - Cálculo da posição do centro de rigidez (equações 3.9) em relação ao sistema  $X'Y'$

$$X' = 250 \text{ cm}$$

$$Y' = 710,9 \text{ cm}$$

ETAPA 4 - Cálculo do deslocamento horizontal (translação na direção  $X$ ) e rotação em torno do eixo  $Z$  no ponto correspondente ao centro de rigidez do último piso (equações 3.23).

$$d = 11,41 \text{ cm}$$

$$\theta = 0,0019 \text{ rad}$$

ETAPA 5 - Cálculo dos deslocamentos "corretos" para os componentes paralelos a  $X$  e  $Y$  (equações 3.24).

$$d_C^1 = 10,29 \text{ cm} \quad ; \quad d_C^2 = 12,75 \text{ cm}$$

$$d_C^3 = 11,24 \text{ cm} \quad ; \quad d_C^4 = -d_C^5 = 0,47 \text{ cm}$$

ETAPA 6 - Cálculo dos fatores de correção para os esforços e deslocamentos obtidos quando da atuação do carregamento total da etapa 1 (equações 3,25).

$$C^1 = 0,268 \quad ; \quad C^2 = 0,332$$

$$C^3 = 0,400 \quad ; \quad C^4 = -C^5 = 0,009$$

#### IV.2.3 - RESULTADOS

Com relação aos esforços nas extremidades dos elementos vigas e colunas, apresentam-se, a seguir, tabelas de resultados com valores obtidos nas diversas análises. Devido ao grande número de dados, são apresentados somente os esforços nas extremidades dos elementos pertencentes a dois andares dos diversos componentes verticais, conforme a numeração apresentada na Figura IV.2.

A palavra "aproximação" é aqui utilizada para se referir à diferença percentual entre os resultados dos modelos aproximados e aqueles fornecidos pelo modelo ATEEL.

## COMPONENTE C1 - ANDAR 9

## VIGAS

BARRA	MODELO	FY1	MZ1	FY2	MZ2	UNIDADES:tf e cm
7	ATEEL	-2,52	-630,45	2,52	-630,45	
	APEL	-2,55	-637,65	2,55	-637,65	
	MÉT.I	-2,53	-633,26	2,53	-633,26	
	MÉT.II	-2,62	-655,72	2,62	-655,72	

BARRA	APROX.	FY1	MZ1	FY2	MZ2
7	MÉT.I	0,40%	0,45%	0,40%	0,45%
	MÉT.II	3,97%	4,00%	3,97%	4,00%

## PILARES

BARRA	MODELO	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
32	ATEEL	10,25	-2,28	373,99	-10,25	2,28	310,91
	APEL	9,92	-2,30	378,02	-9,92	2,30	313,76
	MÉT.I	9,57	-2,29	377,31	-9,57	2,39	311,01
	MÉT.II	9,74	-2,01	372,91	-9,74	2,54	340,08
33	ATEEL	-10,25	-2,28	373,99	10,25	2,28	310,91
	APEL	-9,92	-2,30	378,02	9,92	2,30	313,76
	MÉT.I	-9,57	-2,29	377,31	9,57	2,29	311,01
	MÉT.II	-9,74	-2,37	391,19	9,74	2,37	321,79

BARRA	APROX.	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
32	MÉT.I	-6,63%	0,44%	0,89%	-6,63%	4,82%	0,03%
	MÉT.II	-4,97%	-11,84%	-0,29%	-4,97%	11,4%	9,38%
33	MÉT.I	-6,63%	0,44%	0,89%	-6,63%	0,44%	0,03%
	MÉT.II	-4,97%	3,94%	4,60%	-4,97%	3,94%	3,50%

## COMPONENTE C1 - ANDAR 1

## VIGAS

BARRA	MODELO	FY1	MZ1	FY2	MZ2
15	ATEEL	-4,40	-1100,14	4,40	-1100,15
	APEL	-4,40	-1100,64	4,40	-1100,64
	MÉT.I	-4,40	-1099,87	4,40	-1099,87
	MÉT.II	-4,59	-1148,15	4,59	-1148,15

BARRA	APROX.	FY1	MZ1	FY2	MZ2
15	MÉT.I	0,00%	-0,03%	0,00%	-0,03%
	MÉT.II	4,31%	4,36%	4,31%	4,36%

## PILARES

BARRA	MODELO	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
16	ATEEL	45,38	-5,13	291,57	-45,88	5,13	1249,97
	APEL	44,73	-5,13	293,06	-44,73	5,13	1246,91
	MÉT.I	44,42	-5,08	285,91	-44,42	5,08	1238,74
	MÉT.II	45,71	-4,93	279,90	-45,71	5,60	1310,75
17	ATEEL	-45,38	-5,13	291,57	45,38	5,13	1249,97
	APEL	-44,73	-5,13	293,06	44,73	5,13	1246,91
	MÉT.I	-44,42	-5,08	285,80	44,42	5,08	1238,59
	MÉT.II	-45,71	-5,30	298,08	45,71	5,30	1292,32

BARRA	APROX.	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
16	MÉT.I	-2,11%	-0,97%	-1,94%	-2,11%	-0,97%	-0,90%
	MÉT.II	0,73%	-3,90%	-4,00%	0,73%	9,16%	4,86%
17	MÉT.I	-2,11%	-0,97%	-1,97%	-2,11%	-0,97%	-0,91%
	MÉT.II	0,73%	3,31%	2,23%	0,73%	3,31%	3,38%

## COMPONENTE C2 - ANDAR 9

## VIGAS

BARRA	MODELO	FY1	MZ1	FY2	MZ2
7	ATEEL	-3,28	-821,10	3,28	-821,10
	APEL	-3,35	-838,16	3,35	-838,16
	MÉT.I	-3,35	-836,80	3,35	-836,80
	MÉT.II	-3,25	-812,48	3,25	-812,48

BARRA	APROX.	FY1	MZ1	FY2	MZ2
7	MÉT.I	2,13%	1,91%	2,13%	1,91%
	MÉT.II	-0,91%	-1,05%	-0,91%	-1,05%

## PILARES

BARRA	MODELO	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
32	ATEEL	11,73	-2,98	490,98	-11,73	2,98	402,62
	APEL	12,20	-3,04	498,82	-12,20	3,04	411,76
	MÉT.I	12,08	-3,03	498,98	-12,08	3,03	410,79
	MÉT.II	11,68	-2,49	462,06	-11,68	3,39	421,37
33	ATEEL	-11,73	-2,98	490,98	11,73	2,98	402,62
	APEL	-12,20	-3,04	498,82	12,20	3,04	411,76
	MÉT.I	-12,08	-3,03	498,98	12,08	3,03	410,79
	MÉT.II	-11,68	-2,95	484,71	11,68	2,95	398,72

BARRA	APROX.	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
32	MÉT.I	2,98%	1,68%	1,63%	2,98%	1,68%	2,03%
	MÉT.II	-0,43%	-16,44%	-5,89%	-0,43%	13,73%	4,66%
33	MÉT.I	2,98%	1,68%	1,63%	2,98%	1,68%	2,03%
	MÉT.II	-0,43%	-1,01%	-1,28%	-0,43%	-1,01%	-0,97%

## COMPONENTE C2 - ANDAR 1

## VIGAS

BARRA	MODELO	FY1	MZ1	FY2	MZ2
15	ATEEL	-5,85	-1462,27	5,85	-1462,27
	APEL	-5,87	-1466,56	5,87	-1466,55
	MÉT.I	-5,85	-1462,16	5,85	-1462,13
	MÉT.II	-5,69	-1422,62	5,69	-1422,59

BARRA	APROX.	FY1	MZ1	FY2	MZ2
15	MÉT.I	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	MÉT.II	-2,74%	-2,71%	-2,74%	-2,71%

## PILARES

BARRA	MODELO	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
16	ATEEL	55,56	-6,82	389,79	-55,56	6,82	1654,83
	APEL	56,40	-6,83	389,50	-56,40	6,83	1659,49
	MÉT.I	56,31	-6,76	380,37	-56,31	6,76	1646,73
	MÉT.II	54,71	-6,12	346,81	-54,71	7,02	1624,09
17	ATEEL	-55,56	-6,82	389,79	55,56	6,82	1654,83
	APEL	-56,40	-6,83	389,50	56,40	6,83	1659,49
	MÉT.I	-56,31	-6,76	380,23	56,31	6,76	1646,54
	MÉT.II	-54,71	-6,57	369,33	54,71	6,57	1601,25

BARRA	APROX.	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
16	MÉT.I	1,35%	-0,88%	-2,42%	1,35%	-0,88%	-0,49%
	MÉT.II	-1,53%	-10,26%	-11,03%	-1,53%	2,93%	-1,86%
17	MÉT.I	1,35%	-0,88%	-2,45%	1,35%	-0,88%	-0,50%
	MÉT.II	-1,53%	-3,67%	-5,25%	-1,53%	-3,67%	-3,24%



## COMPONENTE C3 - ANDAR 9

## VIGAS

BARRA	MODELO	FY1	MZ1	FY2	MZ2
7	ATEEL	-3,99	-996,28	3,99	-996,28
	APEL	-3,89	-972,00	3,89	-972,00
	MÉT.I	-3,91	-977,74	3,91	-977,74
	MÉT.II	-3,92	-979,60	3,92	-979,60

BARRA	APROX.	FY1	MZ1	FY2	MZ2
7	MÉT.I	-2,00%	-1,86%	-2,00%	-1,86%
	MÉT.II	-1,75%	-1,67%	-1,75%	-1,67%

## PILARES

BARRA	MODELO	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
32	ATEEL	13,31	-3,61	587,99	-13,31	3,61	495,24
	APEL	13,17	-3,53	576,08	-13,17	3,53	483,30
	MÉT.I	13,64	-3,55	576,73	-13,64	3,55	486,90
	MÉT.II	13,73	-3,00	549,96	-13,73	4,10	515,32
33	ATEEL	-13,31	-3,61	587,99	13,31	3,61	495,24
	APEL	-13,17	-3,53	576,08	13,17	3,53	483,30
	MÉT.I	-13,64	-3,55	576,73	13,64	3,55	486,90
	MÉT.II	-13,73	-3,55	577,27	13,73	3,55	488,00

BARRA	APROX.	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
32	MÉT.I	2,48%	-1,66%	-1,91%	2,48%	-1,66%	-1,68%
	MÉT.II	3,15%	-16,90%	-6,47%	3,16%	13,57%	4,05%
33	MÉT.I	2,48%	-1,66%	-1,91%	2,48%	-1,66%	-1,68%
	MÉT.II	3,15%	-1,66%	-1,82%	3,16%	-1,66%	-1,46%

COMPONENTE C3 - ANDAR 1

## VIGAS

BARRA	MODELO	FY1	MZ1	FY2	MZ2
15	ATEEL	-7,05	-1762,21	7,05	-1762,21
	APEL	-7,03	-1757,41	7,03	-1757,41
	MÉT. I	-7,05	-1762,98	7,05	-1762,98
	MÉT. II	-7,02	-1754,00	7,02	-1754,00

BARRA	APROX.	FY1	MZ1	FY2	MZ2
15	MÉT. I	0,00%	0,04%	0,00%	0,04%
	MÉT. II	-0,43%	-0,47%	-0,43%	-0,47%

## PILARES

BARRA	MODELO	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
16	ATEEL	64,26	-7,84	487,85	-64,26	7,84	1863,73
	APEL	64,26	-7,83	486,41	-64,26	7,83	1862,37
	MÉT. I	64,46	-7,96	502,98	-64,46	7,96	1883,52
	MÉT. II	64,63	-7,38	474,11	-64,63	8,47	1902,54
17	ATEEL	-64,26	-7,84	487,85	64,26	7,84	1863,73
	APEL	-64,26	-7,83	486,41	64,26	7,83	1862,37
	MÉT. I	-64,46	-7,96	502,78	64,46	7,95	1883,82
	MÉT. II	-64,63	-7,92	501,22	64,63	7,92	1874,93

BARRA	APROX.	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
16	MÉT. I	0,31%	1,53%	3,10%	0,31%	1,53%	1,06%
	MÉT. II	0,58%	-5,87%	-2,82%	0,58%	8,04%	2,08%
17	MÉT. I	0,31%	1,53%	3,06%	0,31%	1,40%	1,05%
	MÉT. II	0,58%	1,02%	2,74%	0,58%	1,02%	0,60%

## COMPONENTE C4 E C5 - ANDAR 9

## VIGAS

BARRA	MODELO	FY1	MZ1	FY2	MZ2
7	ATEEL	-	-	-	-
	APEL	-	-	-	-
	MÉT.I	-	-	-	-
	MÉT.II	-	-	-	-

BARRA	APROX.	FY1	MZ1	FY2	MZ2
7	MÉT. I	-	-	-	-
	MÉT.II	-	-	-	-

## PILARES

BARRA	MODELO	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
32	ATEEL	-10,25	-	-	10,25	-	-
	APEL	- 9,92	-	-	9,92	-	-
	MÉT.I	- 9,57	-	-	9,57	-	-
	MÉT.II	- 9,75	-	-	9,75	-	-
33	ATEEL	-13,31	-	-	13,31	-	-
	APEL	-13,17	-	-	13,17	-	-
	MÉT.I	-13,64	-	-	13,64	-	-
	MÉT.II	-13,73	-	-	13,73	-	-

BARRA	APROX.	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
32	MÉT.I	- 6,63%	-	-	-6,63%	-	-
	MÉT.II	- 4,88%	-	-	-4,88%	-	-
33	MÉT.I	2,48%	-	-	2,48%	-	-
	MÉT.II	3,16%	-	-	3,16%	-	-

Observações:

a - Os valores não indicados não são significativos para comparação.

b - Para o componente C5 os sinais são trocados.

## COMPONENTES C4 E C5 - ANDAR 1

## VIGAS

BARRA	MODELO	FY1	MZ1	FY2	MZ2
15	ATEEL	0,21	49,74	-0,21	52,72
	APEL	0,19	45,38	-0,19	48,13
	MÉT.I	0,22	53,93	-0,22	57,30
	MÉT.II	0,19	46,18	-0,19	49,07

BARRA	APROX.	FY1	MZ1	FY2	MZ2
15	MÉT.I	4,76%	8,42%	4,76%	8,69%
	MÉT.II	-9,52%	-7,16%	-9,52%	-6,92%

## PILARES

BARRA	MODELO	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
16	ATEEL	-45,38	-	-	45,38	-	-
	APEL	-44,73	-	-	44,73	-	-
	MÉT.I	-44,43	-	-	44,43	-	-
	MÉT.II	-45,72	-	-	45,72	-	-
17	ATEEL	-64,26	-	-	64,26	-	-
	APEL	-64,26	-	-	64,26	-	-
	MÉT.I	-64,46	-	-	64,46	-	-
	MÉT.II	-64,63	-	-	64,63	-	-

BARRA	APROX.	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
16	MÉT.I	-2,09%	-	-	-2,09%	-	-
	MÉT.II	0,75%	-	-	0,75%	-	-
17	MÉT.I	0,31%	-	-	0,31%	-	-
	MÉT.II	0,58%	-	-	0,58%	-	-

Com relação aos deslocamentos da estrutura, o grau de aproximação dos métodos pode ser avaliado através da Figura IV.6 que mostra as deformadas dos componentes  $C_1$  e  $C_2$  para as diversas análises.

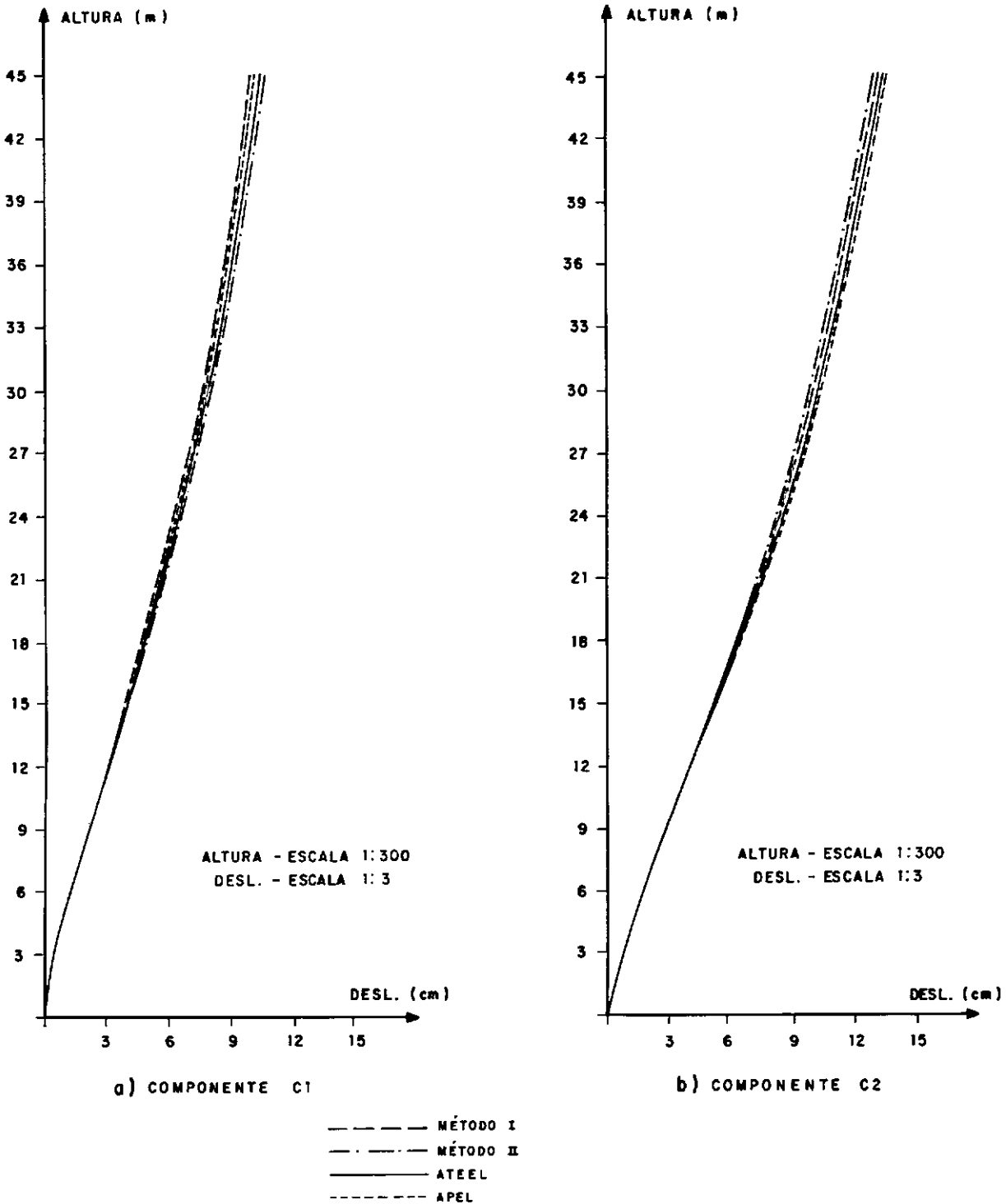


FIGURA IV.6 - DEFORMADAS DOS COMPONENTES C1 e C2 .

## IV.3 - EXEMPLO II

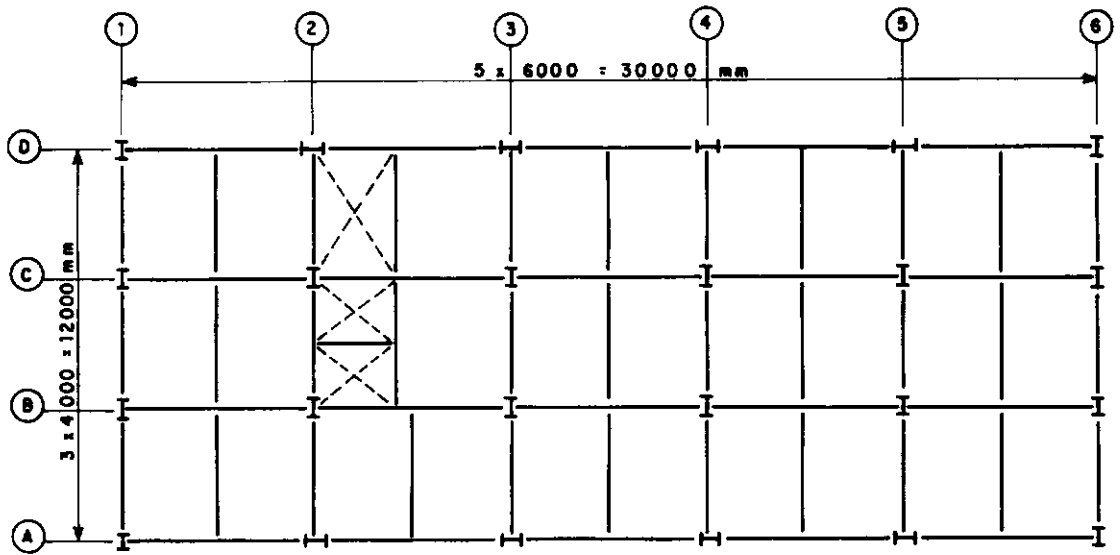
A Figura IV.7 mostra, em planta, um edifício de 20 andares, cujos componentes verticais são apresentados na Figuras IV.8 e IV.9.

O sistema estrutural para este edifício é composto de quadros com nós rígidos (componentes  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_4$ ,  $C_6$  e  $C_7$ ), contraventamentos em treliça (componentes  $C_3$ ,  $C_8$  e  $C_9$ ) e contraventamento em treliça associado com quadro de nós rígidos (componente  $C_5$ ).

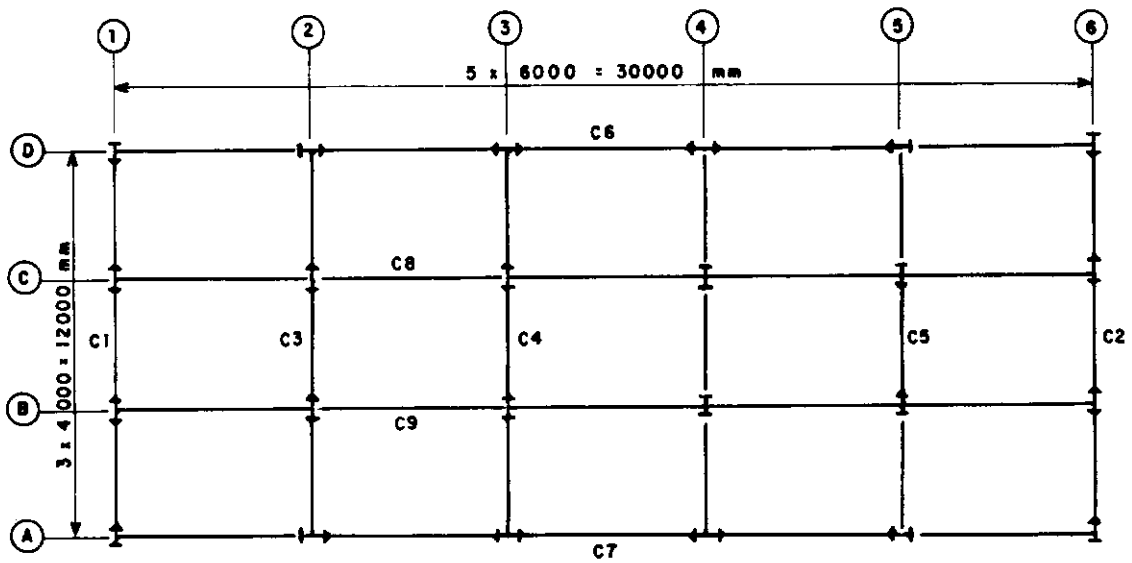
As propriedades geométricas dos elementos para os diversos componentes verticais são apresentadas no Apêndice III. A estrutura é em aço ASTM A36 ( $F_y = 2,53 \text{ tf/cm}^2$ ) com módulo de elasticidade longitudinal  $2100 \text{ tf/cm}^2$ ).

O carregamento lateral devido ao vento (segundo a norma NBR 6123 da ABNT) atua no sentido transversal e varia com a altura da edificação, sendo de  $60 \text{ kgf/m}^2$  do nível 0-18m (1º ao 6º andares) ,  $75 \text{ kgf/m}^2$  do nível 18-36 m (7º ao 12º andares) ,  $85 \text{ kgf/m}^2$  do nível 36-60 m (13º ao 20º andares). As resultantes do carregamento lateral nos diversos andares são, portanto:

- . Andar 1 ao andar 5 -  $R = 5,4 \text{ tf}$
- . Andar 6 -  $R = 6,075 \text{ tf}$
- . Andar 7 ao andar 11 -  $R = 6,75 \text{ tf}$
- . Andar 13 ao andar 19 -  $R = 7,65 \text{ tf}$
- . Andar 20 -  $R = 3,825 \text{ tf}$

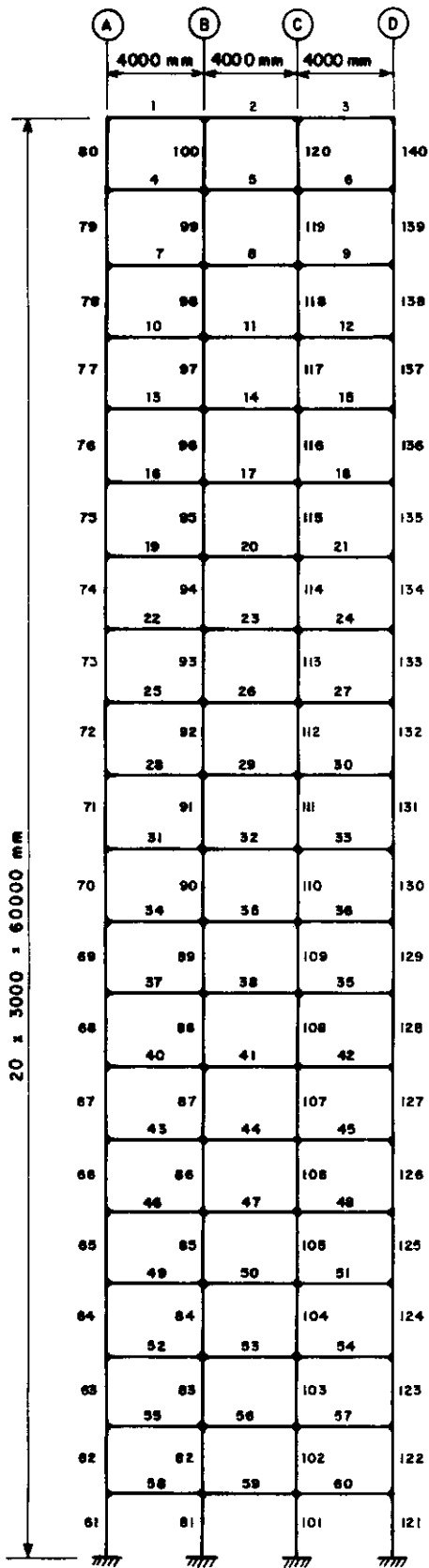


a) VIGAMENTO DO PAVIMENTO TIPO

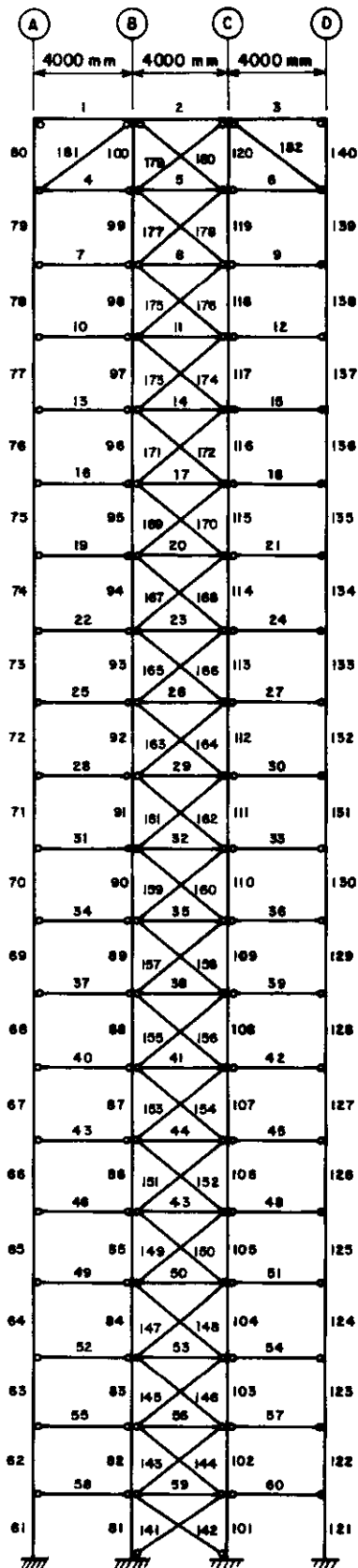


b) DISTRIBUIÇÃO DOS COMPONENTES VERTICAIS EM PLANTA.

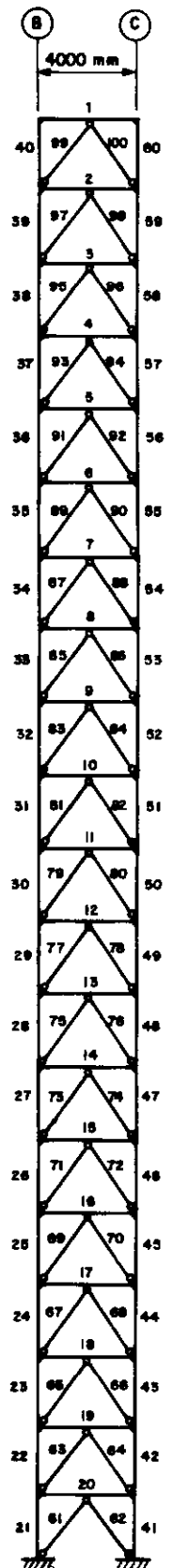
FIGURA IV.7 - EDIFÍCIO DO EXEMPLO II.



a) COMPONENTES C1, C2 e C4



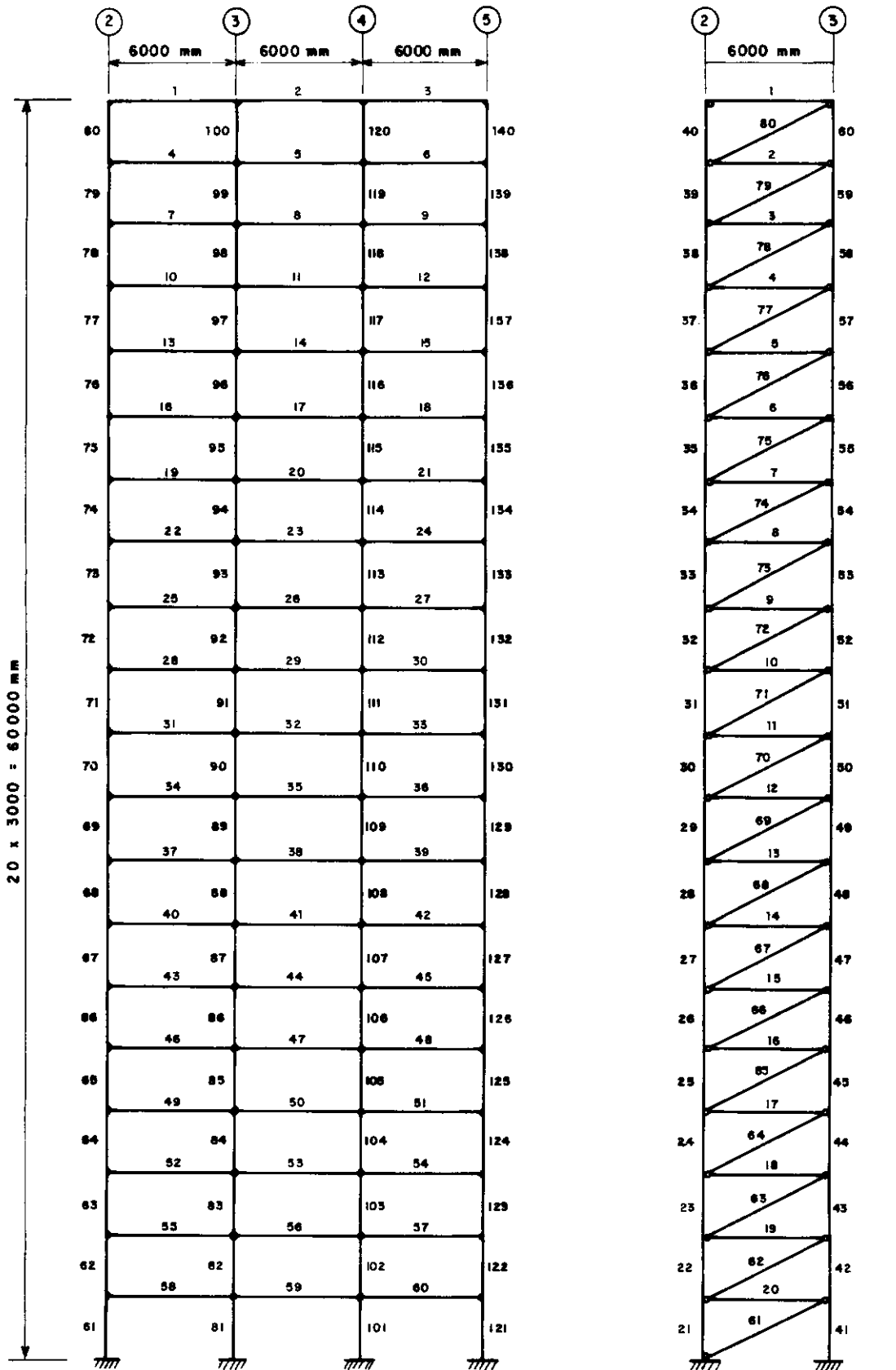
b) COMPONENTE C3



c) COMPONENTE C5

FIGURA IV.8 - COMPONENTES C1, C2, C3, C4 e C5.





a) COMPONENTES C6 e C7

b) COMPONENTES C8 e C9

FIGURA IV.9 - COMPONENTES C6, C7, C8 e C9.

#### IV.3.1 - MÉTODO DA COMPATIBILIZAÇÃO HORIZONTAL ISOLADA EM CADA PISO

Com a aplicação do presente método, obtivemos as cargas abaixo, que foram aplicadas aos diversos componentes verticais para a obtenção dos esforços e deslocamentos nodais da estrutura:

PISO	CARGA (tf)						
	COMPONENTE						
	C1	C2	C3	C4	C5	C6,C7	C8,C9
1	0,069	0,176	2,612	0,138	2,405	0,025	0,095
2	0,084	0,146	2,579	0,124	2,467	0,015	0,070
3	0,118	0,172	2,519	0,158	2,433	0,015	0,066
4	0,162	0,243	2,453	0,211	2,331	0,020	0,072
5	0,211	0,322	2,379	0,274	2,214	0,027	0,081
6	0,295	0,461	2,590	0,387	2,342	0,041	0,100
7	0,379	0,607	2,793	0,514	2,457	0,058	0,117
8	0,410	0,675	2,734	0,592	2,339	0,071	0,124
9	0,439	0,742	2,677	0,668	2,224	0,086	0,128
10	0,469	0,810	2,621	0,742	2,108	0,100	0,130
11	0,499	0,878	2,566	0,813	1,994	0,114	0,130
12	0,562	1,005	2,683	0,938	2,012	0,137	0,137
13	0,618	1,130	2,810	1,061	2,031	0,162	0,145
14	0,630	1,181	2,789	1,109	1,941	0,177	0,146
15	0,639	1,229	2,777	1,150	1,855	0,193	0,146
16	0,645	1,276	2,771	1,186	1,772	0,209	0,145
17	0,649	1,321	2,772	1,218	1,690	0,226	0,145
18	0,648	1,364	2,780	1,245	1,613	0,244	0,144
19	0,643	1,404	2,798	1,266	1,539	0,262	0,143
20	0,312	0,720	1,424	0,635	0,734	0,142	0,072

Com relação ao sentido de atuação dos referidos carregamentos, temos, de acordo com a Figura IV.10:

- sentido positivo de  $X$  para os componentes  $C_1$  a  $C_5$
- sentido positivo de  $Y$  para os componentes  $C_6$  e  $C_8$
- sentido negativo de  $Y$  para os componentes  $C_7$  e  $C_9$

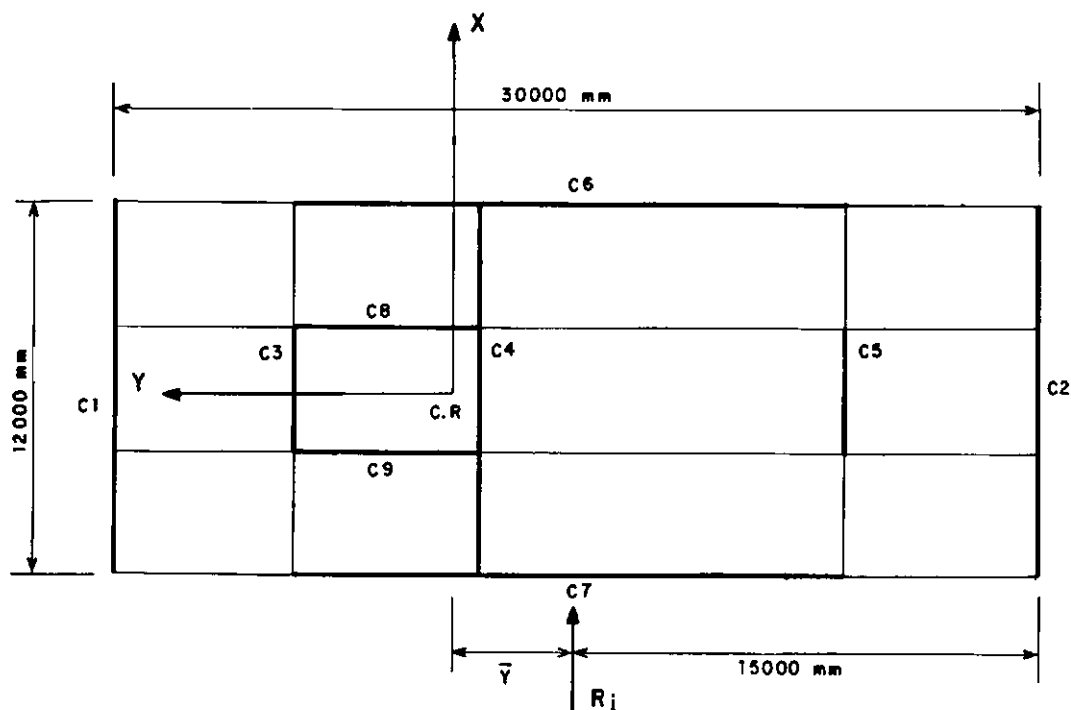


FIGURA IV.10 - PLANTA DO EDIFÍCIO DO EXEMPLO II.

Ainda com relação à Figura IV.10, as variações da cota  $\bar{Y}$  obtidas ao longo da altura da edificação ocorrem devido à mudança da posição do centro de rigidez, pelo fato de os componentes verticais  $C_1$  a  $C_5$  serem de tipos diferentes (quadros de nós rígido, treliças, etc).

Os valores obtidos para  $\bar{Y}$ , no presente exemplo, variaram de 1,2 m (na base da edificação) a 3,2 m (no topo). A variação da posição do centro de rigidez, no sentido transversal do edifício, não ocorre pelo fato de a estrutura ser simétrica transversalmente.

### IV.3.2 - MÉTODO DA COMPATIBILIZAÇÃO HORIZONTAL EM UM ÚNICO PISO

A aplicação do presente método fornece para  $\bar{Y}$  (Figura IV.10) o valor de 2,8 m correspondente à posição do centro de rigidez no último piso. O deslocamento da edificação na direção X e a rotação em torno do eixo Z (passando pelo centro de rigidez) foram, respectivamente, 26,54 cm e 0,007 rad.

### IV.3.3 - RESULTADOS

Da mesma forma que no exemplo anterior, devido ao grande número de dados, os resultados obtidos nas diversas análises são apresentados através de tabelas de esforços, correspondentes apenas aos elementos de um único andar, pertencentes aos componentes  $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_4$ . Com relação aos deslocamentos da estrutura, nas Figuras IV.11 a IV.14, são apresentadas as deformadas dos componentes  $C_1$  a  $C_9$  para as diversas análises. Na Figura IV.15 são mostradas as projeções do piso superior deslocado obtidas nas diversas análises. Para o Método I, a projeção do piso superior se apresenta "quebrada", pelo fato de as diversas compatibilizações isoladas nos diversos pisos não implicarem na compatibilização dos deslocamentos horizontais do último piso.

## COMPONENTE C1 - ANDAR 11

## VIGAS

BARRA	MODELO	FY1	MZ1	FY2	MZ2
28	ATEEL	-1,17	-235,34	1,17	-232,92
	APEL	-1,73	-347,86	1,73	-344,39
	MÉT.I	-1,33	-267,54	1,33	-264,66
	MÉT.II	-1,45	-292,88	1,45	-289,66
29	ATEEL	-1,36	-272,02	1,36	-272,02
	APEL	-1,99	-399,72	1,99	-399,72
	MÉT.I	-1,55	-311,69	1,55	-311,69
	MÉT.II	-1,71	-343,06	1,71	-343,06
30	ATEEL	-1,17	-232,92	1,17	-235,34
	APEL	-1,73	-344,39	1,73	-347,86
	MÉT.I	-1,33	-264,66	1,33	-267,54
	MÉT.II	-1,45	-289,66	1,45	-292,88

UNIDADES:tf e cm

BARRA	APROX.	FY1	MZ1	FY2	MZ2
28	MÉT.I	13,67%	13,68%	13,67%	13,63%
	MÉT.II	23,93%	24,45%	23,93%	24,36%
29	MÉT.I	13,97%	14,58%	13,97%	14,58%
	MÉT.II	25,74%	26,11%	25,74%	26,11%
30	MÉT.I	13,67%	13,63%	13,67%	13,68%
	MÉT.II	23,93%	24,36%	23,93%	24,45%

## PILARES

BARRA	MODELO	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
71	ATEEL	5,64	-0,78	116,87	-5,64	0,78	117,37
	APEL	7,65	-1,16	174,88	-7,65	1,16	173,95
	MÉT.I	6,60	-0,92	145,03	-6,60	0,92	133,30
	MÉT.II	7,08	-0,72	145,54	-7,08	1,30	160,52
91	ATEEL	1,55	-1,67	251,27	-1,55	1,67	251,84
	APEL	2,16	-2,48	374,46	-2,16	2,48	372,15
	MÉT.I	1,86	-1,99	310,72	-1,86	1,99	287,68
	MÉT.II	2,10	-2,19	344,44	-2,10	2,19	314,55
111	ATEEL	-1,55	-1,67	251,27	1,55	1,67	251,84
	APEL	-2,16	-2,48	374,46	2,16	2,48	372,15
	MÉT.I	-1,86	-1,99	310,72	1,86	1,99	287,68
	MÉT.II	-2,10	-2,19	344,44	2,10	2,19	314,55
131	ATEEL	-5,64	-0,78	116,87	5,64	0,78	117,37
	APEL	-7,65	-1,16	174,88	7,65	1,16	173,95
	MÉT.I	-6,60	-0,92	145,03	6,60	0,92	133,30
	MÉT.II	-7,08	-1,01	160,53	7,08	1,01	145,21

BARRA	APROX.	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
71	MÉT.I	17,02%	17,95%	24,10%	17,02%	17,95%	13,57%
	MÉT.II	25,53%	7,69%	24,53%	25,53%	66,67%	36,76%
91	MÉT.I	20,00%	19,16%	23,66%	20,00%	19,16%	14,23%
	MÉT.II	35,48%	31,14%	37,10%	35,48%	31,14%	24,90%
111	MÉT.I	20,005	19,16%	23,66%	20,00%	19,16%	14,23%
	MÉT.II	35,48%	31,14%	37,10%	35,48%	31,14%	24,90%
131	MÉT.I	17,02%	17,95%	24,10%	17,02%	17,95%	13,57%
	MÉT.II	25,53%	29,49%	37,36%	25,53%	29,49%	23,71%

## VIGAS

BARRA	MODELO	FY1	MZ1	FY2	MZ2
28	ATEEL	-3,11	-625,71	3,11	-618,79
	APEL	-2,82	-568,49	2,82	-562,13
	MÉT.I	-2,64	-529,26	2,64	-523,56
	MÉT.II	-2,99	-599,77	2,99	-593,30
29	ATEEL	-3,67	-734,17	3,67	-734,17
	APEL	-3,34	-668,66	3,34	-668,66
	MÉT.I	-3,09	-616,31	3,09	-616,31
	MÉT.II	-3,52	-702,53	3,52	-702,52
30	ATEEL	-3,11	-618,79	3,11	-625,71
	APEL	-2,82	-562,13	2,82	-568,49
	MÉT.I	-2,64	-523,56	2,64	-529,26
	MÉT.II	-2,99	-593,19	2,99	-599,80

UNIDADES: tf e cm

BARRA	APROX.	FY1	MZ1	FY2	MZ2
28	MÉT.I	-15,11%	-15,41%	-15,11%	-15,39%
	MÉT.II	- 3,86%	- 4,15%	- 3,86%	- 4,12%
29	MÉT.I	-15,80%	-16,05%	-15,80%	-16,05%
	MÉT.II	- 4,09%	- 4,31%	- 4,09%	- 4,31%
30	MÉT.I	-15,11%	-15,39%	-15,11%	-15,41%
	MÉT.II	- 3,86%	- 4,14%	- 3,86%	- 4,14%

## PILARES

BARRA	MODELO	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
71	ATEEL	21,35	-2,06	302,58	-21,35	2,06	314,92
	APEL	19,99	-1,87	273,98	-19,99	1,87	286,06
	MÉT.I	13,57	-1,83	283,71	-13,57	1,83	264,23
	MÉT.II	14,54	-1,47	298,05	-14,54	2,71	328,73
91	ATEEL	5,09	-4,45	657,10	- 5,09	4,45	679,23
	APEL	4,74	-4,04	595,94	- 4,74	4,04	617,69
	MÉT.I	3,71	-3,93	608,35	- 3,71	3,93	569,81
	MÉT.II	4,31	-4,49	705,37	- 4,31	4,49	644,15
111	ATEEL	-5,09	-4,45	657,10	5,09	4,45	679,23
	APEL	-4,74	-4,04	595,94	4,74	4,04	617,69
	MÉT.I	-3,71	-3,93	608,35	3,71	3,93	569,81
	MÉT.II	-4,31	-4,49	705,37	4,31	4,49	644,09
131	ATEEL	-21,35	-2,06	302,58	21,35	2,06	314,92
	APEL	-19,99	-1,87	273,98	19,99	1,87	286,06
	MÉT.I	-13,57	-1,83	283,71	13,57	1,83	264,23
	MÉT.II	-14,54	-2,08	328,75	14,54	2,08	297,37

BARRA	APROX.	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
71	MÉT.I	-36,44%	-11,17%	-6,24%	-36,44%	-11,17%	-16,10%
	MÉT.II	-31,90%	-28,64%	-1,59%	-31,90%	31,55%	4,40%
91	MÉT.I	-27,11%	-11,69%	-7,42%	-27,11%	-11,69%	-16,11%
	MÉT.II	-15,32%	0,90%	7,35%	-15,32%	0,90%	- 5,16%
111	MÉT.I	-27,11%	-11,69%	-7,42%	-27,11%	-11,69%	-16,11%
	MÉT.II	-15,32%	0,90%	7,35%	-15,32%	0,90%	- 5,17%
131	MÉT.I	-36,44%	-11,17%	-6,24%	-36,44%	-11,17%	-16,10%
	MÉT.II	-31,90%	0,97%	8,65%	-31,90%	0,97%	- 5,57%

VIGAS

BARRA	MODELO	FY1	MZ1	FY2	MZ2
28	ATEEL	-3,33	-623,28	3,33	-709,49
	APEL	-2,99	-566,22	2,99	-632,17
	MÉT.I	-2,35	-444,10	2,35	-494,74
	MÉT.II	-2,57	-485,10	2,57	-540,35
29	ATEEL	-1,91	-382,32	1,91	-382,32
	APEL	-3,87	-774,74	3,87	-774,74
	MÉT.I	-3,05	-609,47	3,05	-609,47
	MÉT.II	-3,34	-668,39	3,34	-668,39
30	ATEEL	-3,33	-709,49	3,33	-623,28
	APEL	-2,99	-632,17	2,99	-566,22
	MÉT.I	-2,35	-494,74	2,35	-444,10
	MÉT.II	-2,57	-540,35	2,57	-485,10

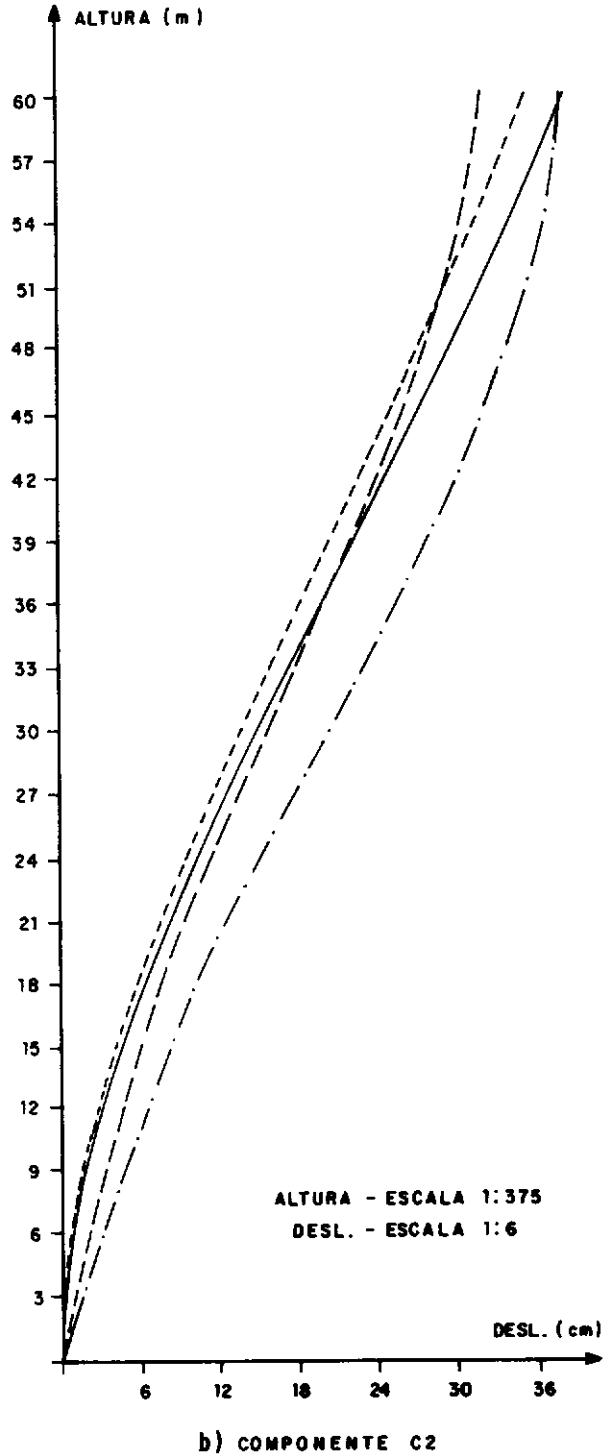
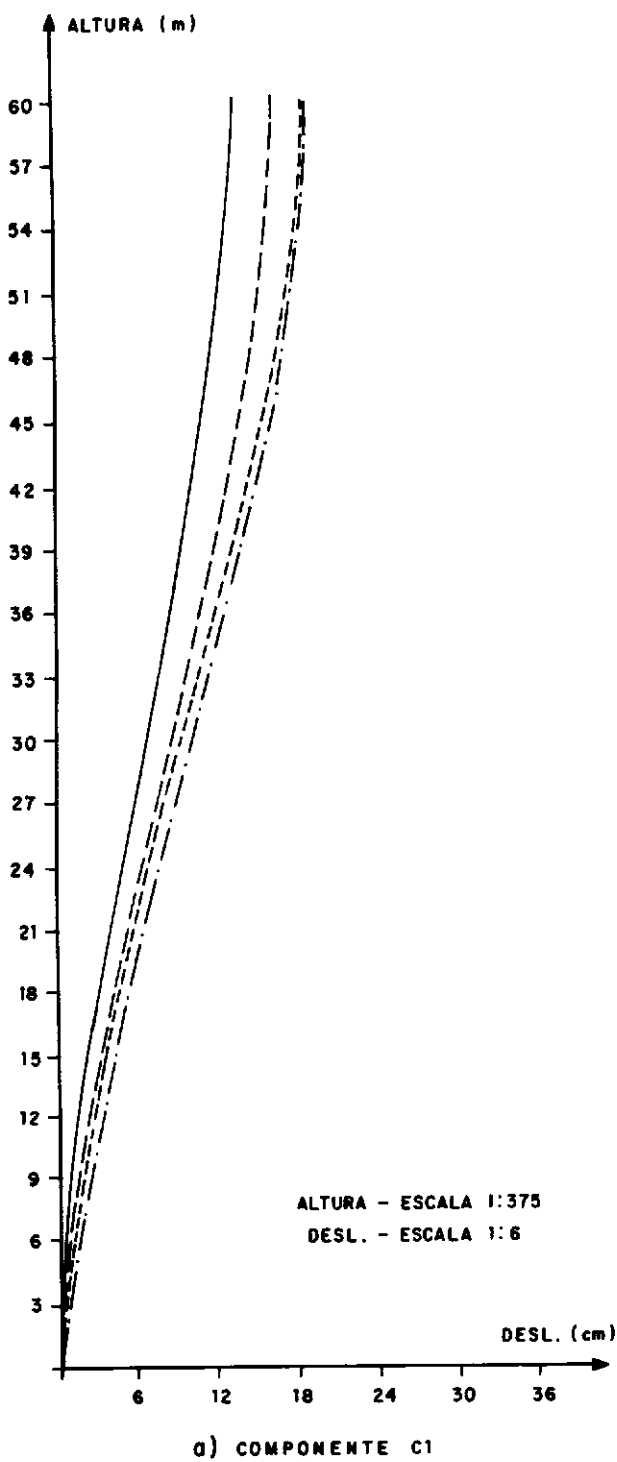
UNIDADES:tf e cm

BARRA	APROX.	FY1	MZ1	FY2	MZ2
28	MÉT.I	-29,43%	-28,75%	-29,43%	-30,27%
	MÉT.II	-22,82%	-22,17%	-22,82%	-23,84%
29	MÉT.I	59,69%	59,41%	59,69%	59,41%
	MÉT.II	74,87%	74,82%	74,87%	74,82%
30	MÉT.I	-29,43%	-30,27%	-29,43%	-28,75%
	MÉT.II	-22,82%	-23,84%	-22,82%	-22,17%

PILARES

BARRA	MODELO	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
71	ATEEL	17,21	-2,05	306,36	-17,21	2,05	310,51
	APEL	17,48	-1,88	280,12	-17,48	1,88	283,36
	MÉT.I	12,34	-1,52	228,95	-12,34	1,52	224,67
	MÉT.II	12,91	-1,12	226,58	-12,91	2,22	274,15
91	ATEEL	8,87	-3,64	538,00	- 8,87	3,64	553,52
	APEL	1,33	-4,69	697,37	- 1,33	4,69	709,39
	MÉT.I	0,81	-3,79	598,10	- 0,81	3,79	541,32
	MÉT.II	1,48	-4,18	671,72	- 1,48	4,18	583,84
111	ATEEL	-8,87	-3,64	538,00	- 8,87	3,64	553,52
	APEL	-1,33	-4,69	697,37	- 1,33	4,69	709,39
	MÉT.I	-0,81	-3,79	598,10	- 0,81	3,79	541,32
	MÉT.II	-1,48	-4,18	671,75	- 1,48	4,18	583,75
131	ATEEL	-17,21	-2,05	306,36	-17,21	2,05	310,51
	APEL	-17,48	-1,88	280,12	-17,48	1,88	283,36
	MÉT.I	-12,34	-1,52	228,95	-12,34	1,52	224,67
	MÉT.II	-12,91	-1,67	253,97	-12,91	1,67	246,27

BARRA	APROX.	FX1	FY1	MZ1	FX2	FY2	MZ2
71	MÉT.I	-28,30%	-25,85%	-25,27%	-28,30%	-25,85%	-27,64%
	MÉT.II	-25,00%	-45,37%	-26,04%	-25,00%	8,29%	-11,71%
91	MÉT.I	-90,87%	4,12%	11,17%	-90,87%	4,12%	- 2,20%
	MÉT.II	-83,31%	14,84%	24,86%	-83,31%	14,84%	5,48%
111	MÉT.I	-90,87%	4,12%	11,17%	-90,87%	4,12%	- 2,20%
	MÉT.II	-83,31%	14,84%	24,86%	-83,31%	14,84%	5,46%
131	MÉT.I	-28,30%	-25,85%	-25,27%	-28,30%	-25,85%	-27,64%
	MÉT.II	-25,00%	18,54%	-17,10%	-25,00%	-18,54%	-20,69%



— — — — — MÉTODO I  
 - - - - - MÉTODO II  
 ————— ATEEL  
 - - - - - APEL

FIGURA IV.11 - DEFORMADAS DOS COMPONENTES C1 e C2 .



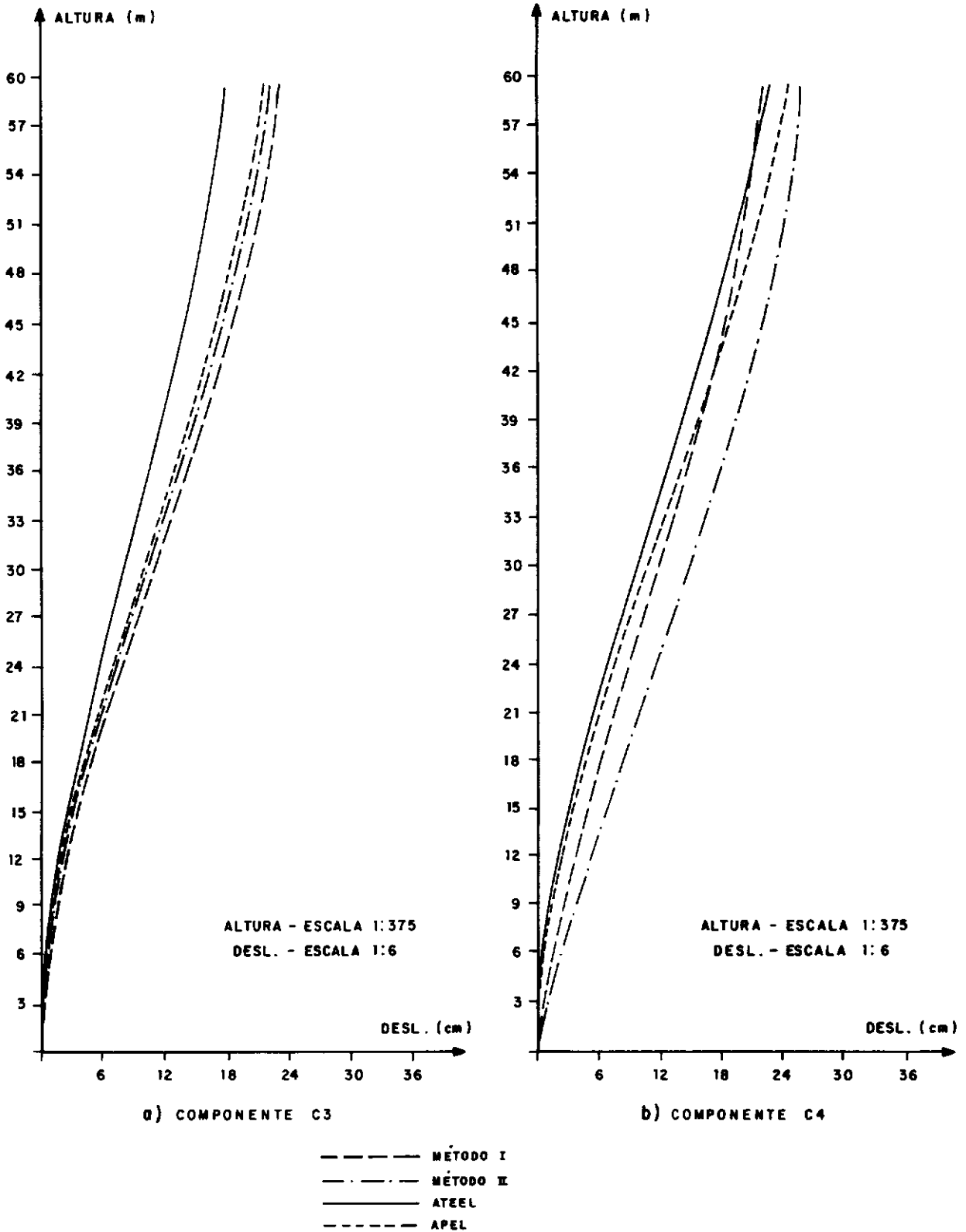


FIGURA IV. 12- DEFORMADAS DOS COMPONENTES C3 e C4.

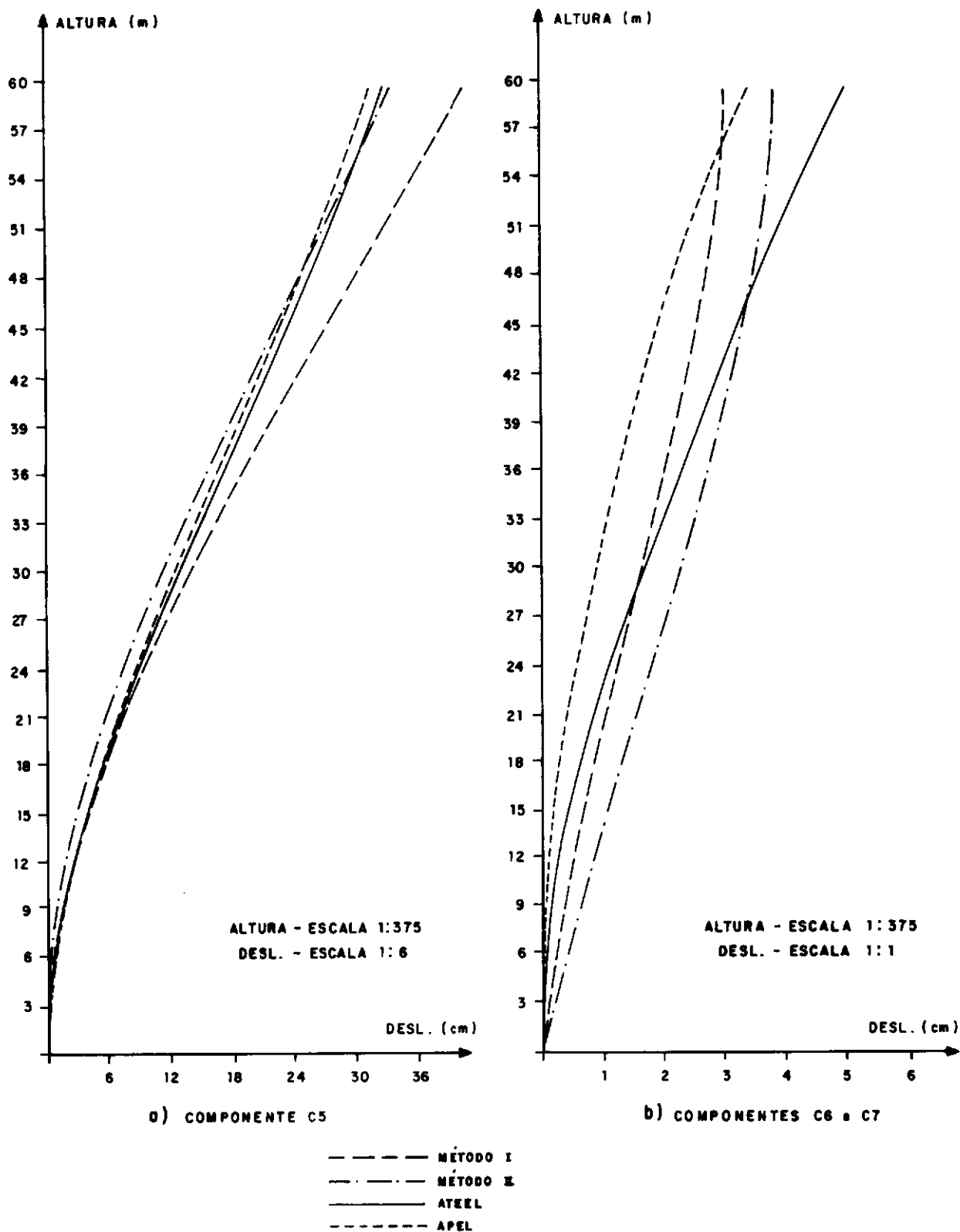


FIGURA IV.13 - DEFORMADAS DOS COMPONENTES C5, C6 & C7.

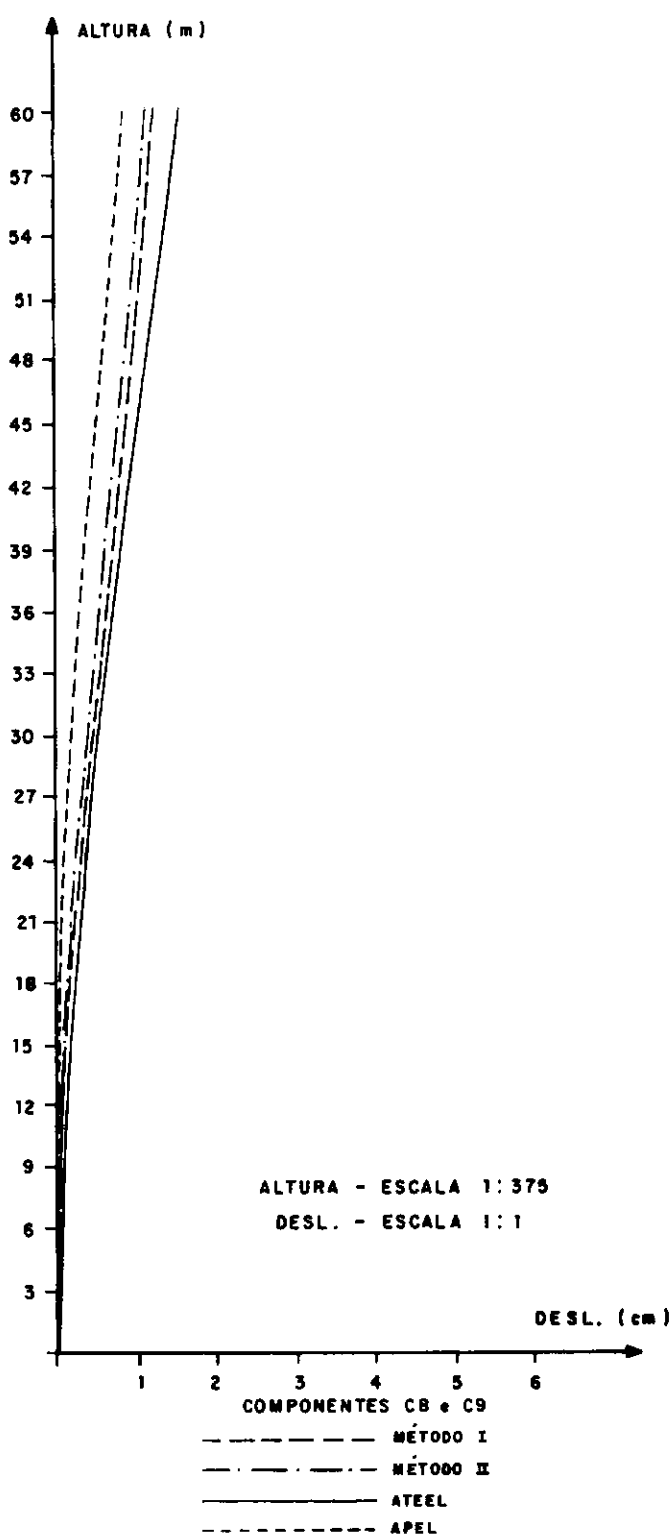
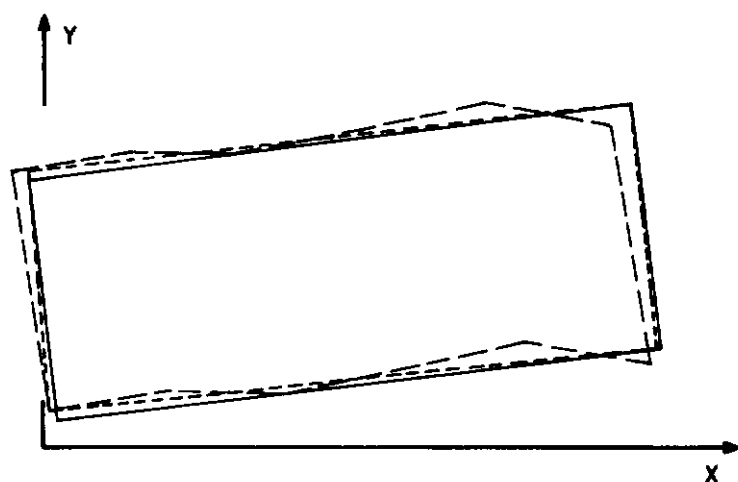


FIGURA IV. 14 - DEFORMADAS DOS COMPONENTES C8 e C9.

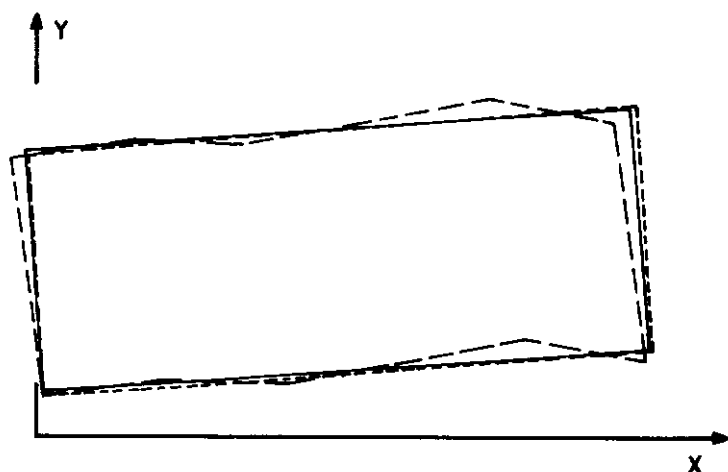


ESCALAS :

ESTRUTURA - 1:375

DESLOC. - 1:30

a) ATEEL —————  
 MÉTODO I - - - - -  
 MÉTODO II - . - . - .



ESCALAS :

ESTRUTURA - 1:375

DESLOC. - 1:30

b) APEL —————  
 MÉTODO I - - - - -  
 MÉTODO II - . - . - .

FIGURA IV.15 - PROJEÇÕES DO PISO SUPERIOR DESLOCADO DA ESTRUTURA DO EXEMPLO II.

## IV.3.4 - CONCLUSÕES

Com relação ao Exemplo I, os resultados apresentados pelos métodos aproximados se mostraram bastante satisfatórios em termos práticos, já que as "aproximações", em termos de esforços, com relação ao modelo ATEEL, são predominantemente inferiores a 10%. Os deslocamentos obtidos para a estrutura foram próximos àqueles fornecidos pelos modelos ATEEL e APEL, conforme pode ser observado na Figura IV.6 que mostra as deformadas dos componentes  $C_1$  e  $C_2$  obtidas nas diversas análises.

Apesar de os resultados fornecidos pelo Método I ("aproximações" inferiores a 7%) terem sido melhores que aqueles fornecidos pelo Método II, as diferenças entre estes resultados não são significativas em termos práticos, ou seja, neste caso os métodos aproximados se equivalem.

No exemplo citado, o sistema estrutural do edifício é composto de quadro com nós rígidos, ou seja, componentes com mesmo modo de deformação, que mantêm uma proporção ao longo da altura da edificação. Desta forma, a proporcionalidade entre os "coeficientes de rigidez" implica em uma mesma posição para o centro de rigidez ao longo da altura da edificação; assim, uma compatibilização dos deslocamentos horizontais no piso superior aproxima as deformadas dos componentes para uma compatibilização simultânea dos deslocamentos horizontais, da mesma forma que ocorre no caso da compatibilização horizontal de deslocamentos isolada por piso.

Os resultados obtidos para o Exemplo II mostram que o emprego dos métodos aproximados de análise não são aconse-

lháveis para estes tipos de sistemas estruturais, já que nestes casos as "aproximações", em termos de esforços, com relação ao modelo ATEEL, chegaram a ser superiores a 90%, em alguns casos. As Figuras IV.11 a IV.14 mostram que as deformadas obtidas através dos métodos aproximados apresentam afastamentos apreciáveis com relação aos modelos ATEEL e APEL, o que implica na obtenção de esforços não confiáveis. Neste exemplo, o sistema estrutural do edifício é composto de quadros com nós rígidos e contraventamentos em treliça. Desta forma, os diversos componentes verticais possuem modos de deformação distintos quando da atuação do carregamento lateral, o que inviabiliza a aplicação dos métodos aproximados, pois não se consegue a interação dos modos de deformação com uma aproximação de compatibilização simultânea de deslocamentos, conforme ocorre no caso do edifício para o Exemplo I.

Com relação ao emprego dos métodos aproximados aqui estudados, pode-se concluir que:

- a - Para edifícios de pequena e média altura (em torno de 30 andares), que possuam componentes verticais de um mesmo tipo (mesmo modo de deformação), proporcionados ao longo da altura da edificação, os métodos aproximados aqui estudados fornecem bons resultados.
- b - Para fins de ante projeto, o emprego do Método II na análise dos edifícios do item a é mais vantajoso, já que o mesmo é mais imediato.
- c - Para edifícios com componentes verticais de modos de deformação distintos, os métodos aproximados não apresentam bons

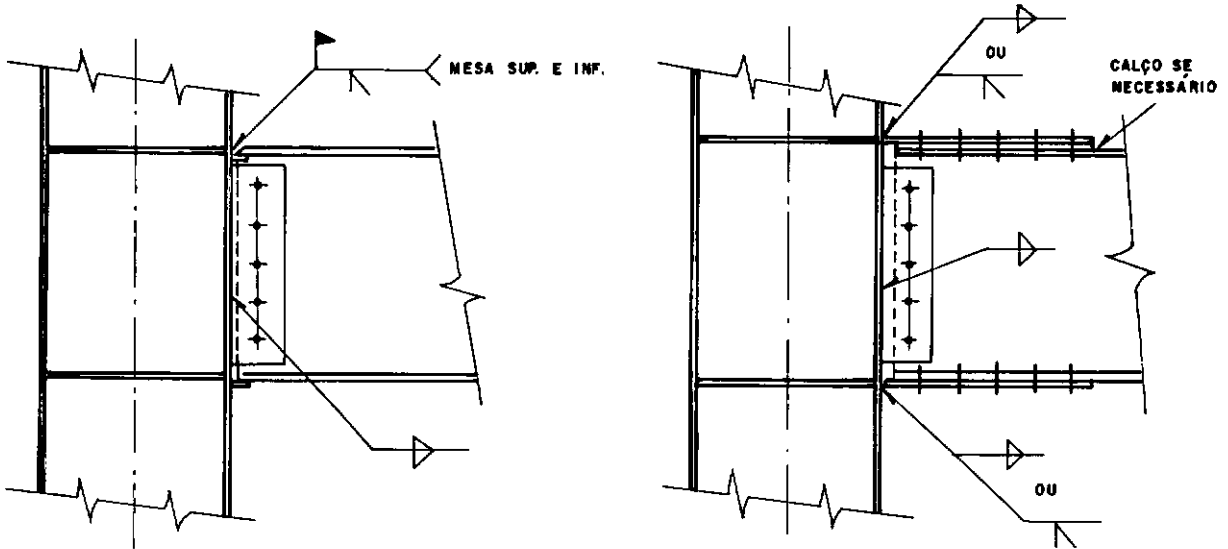
resultados em termos de esforços.

- d - Para os edifícios do item a que possuírem componentes verticais com alturas diferentes , ou que sejam sujeitos a cargas devido a abalos sísmicos em que as posições do centro de massa e centro de rigidez variam ao longo da altura da edificação, justifica-se o emprego do Método I.

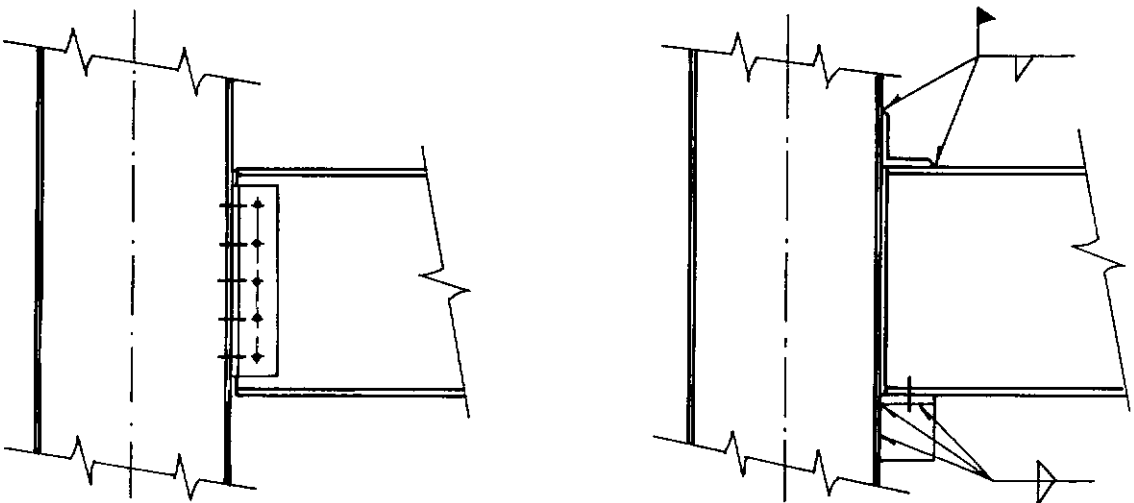
## APÊNDICE I

## EXEMPLOS DE LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

## 1. LIGAÇÕES RÍGIDAS VIGA-COLUNA (5), (10), (12)

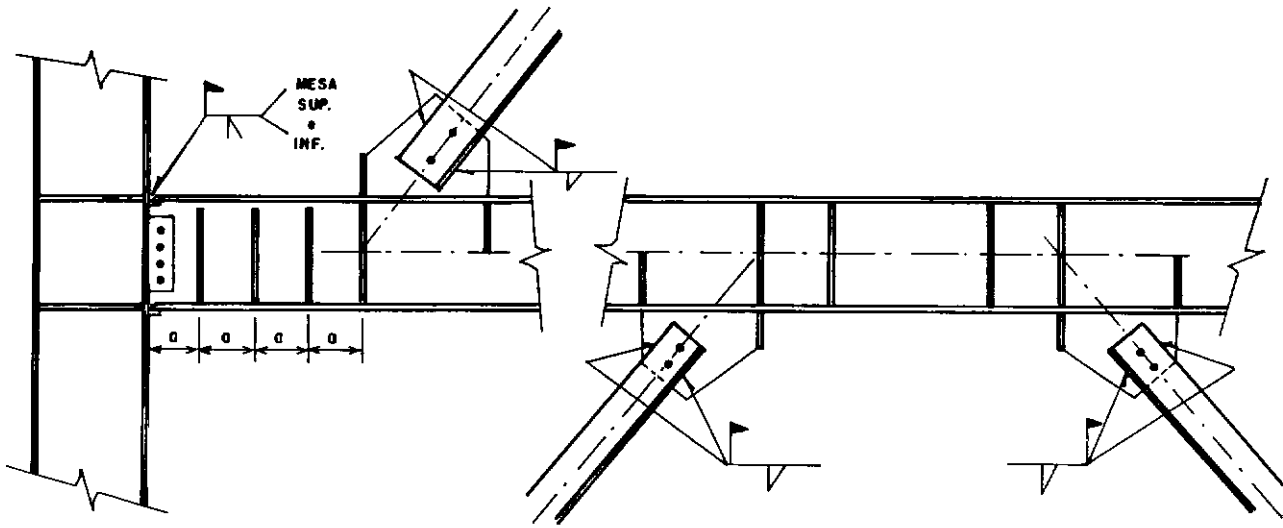


## 2. LIGAÇÕES SIMPLES VIGA-COLUNA (5), (10), (12)

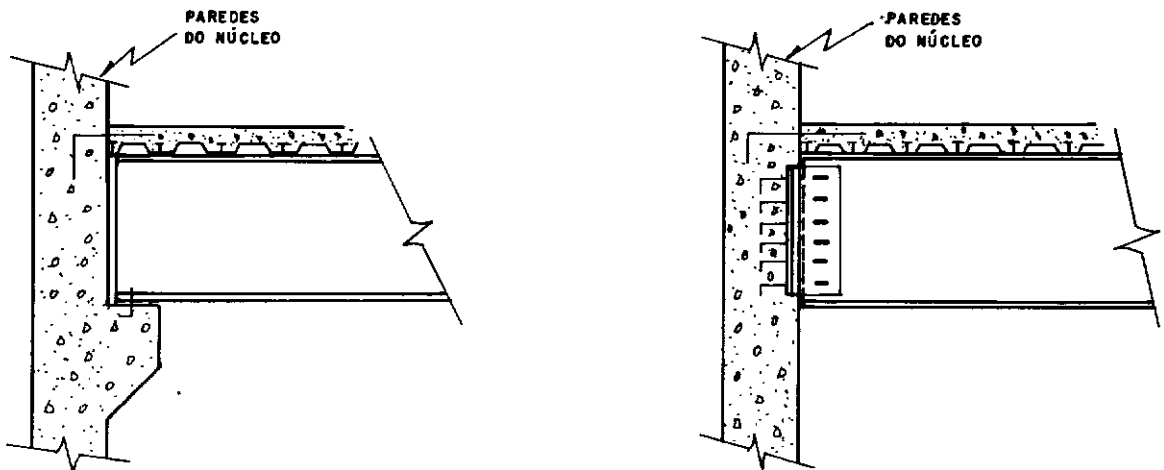




### 3. LIGAÇÕES PARA CONTRAVENTAMENTOS COM DIAGONAIS EXCÊNTRICAS (22)



### 4. LIGAÇÕES ENTRE VIGAMENTO METÁLICO E NÚCLEO DE CONCRETO (3)



## APÊNDICE II

## PROGRAMA PARA APLICAÇÃO DO MÉTODO I

LIST

```

5  REM DISTRIBUICAO DO CARREGAMENTO LATERAL ENTRE OS COMPONENTES DO SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO
10 HOME : CLEAR
13 PR# 1
15 PRINT TAB( 8);"*****"
16 PRINT TAB( 8);"* DISTRIBUICAO DO CARREGAMENTO LATERAL *"
17 PRINT TAB( 8);"*      ENTRE OS COMPONENTES      *"
18 PRINT TAB( 8);"* DO SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO  *"
19 PRINT TAB( 8);"*****"
23 PR# 0
24 PRINT : PRINT
25 INPUT "NOME DA OBRA: ";O$: PRINT
30 INPUT "UNIDADE DE FORÇA: ";U$: PRINT
35 INPUT "UNIDADE DE COMPRIMENTO: ";C$: PRINT
40 INPUT "NUMERO DE PISOS: ";I: PRINT
45 INPUT "NUMERO DE COMP PARALELOS AO EIXO X: ";M: PRINT
50 INPUT "NUMERO DE COMP. PARALELOS AO EIXO Y: ";N: PRINT
53 GOSUB 300
55 FOR A = 1 TO 100: HOME
60 P = M + N
63 L = P - 1
65 PRINT "COORDENADAS DOS COMPONENTES EM RELACAO AOS EIXOS X E Y: "
70 FOR J = 0 TO L
75 PRINT : PRINT "COMPONENTE ";J + 1
80 INPUT "X= ";XL(J)
85 INPUT "Y= ";YL(J)
87 NEXT J
90 PR# 1: PRINT : PRINT "COORDENADAS DOS COMPONENTES": PRINT : PRINT "COMPONENTE    X    Y": PRINT
91 FOR J = 0 TO L
92 PRINT TAB( 6);J + 1; TAB( 12);XL(J); TAB( 19);YL(J)
93 NEXT J
94 PR# 0
95 HOME : PRINT "ENTRE COM A DISTANCIA DO PONTO DE APLICACAO DA RESULTANTE EM RELACAO AO EIXO Y: "
100 PRINT : INPUT "YLR= ";YLR: PRINT : PRINT
105 PRINT "ENTRE COM OS DESLOCAMENTOS AO NIVEL DE CADA PISO PARA O RESPECTIVO COMPONENTE."
110 FOR K = 1 TO I
112 HOME
115 PRINT "PISO ";K;" DESLOCAMENTOS"
120 FOR J = 0 TO L
125 PRINT : PRINT "COMPONENTE ";J + 1;
130 INPUT " D= ";D(J)
135 D(J) = 1 / D(J)
137 NEXT J
140 HOME : PRINT "ENTRE COM O VALOR DA RESULTANTE NO PISO ";K: PRINT
145 INPUT "R = ";R
147 REM COORDENADAS DO CENTRO DE RIGIDEZ
150 A = 0:B = 0:C = 0:D = 0
155 FOR J = 0 TO L
160 IF J < = M - 1 THEN GOTO 170
165 S = 1:C0 = 0: GOTO 175
170 S = 0:C0 = 1
175 A = A + D(J) * S * XL(J)

```

```

180 B = B + D(J) * S
185 C = C + D(J) * C0 * YL(J)
190 D = D + D(J) * C0
195 NEXT J
200 XR = A / B: YR = C / D
205 YB = YR - YLR
215 E = 0: F = 0: G = 0
220 FOR J = 0 TO L
225 IF J <= M - 1 THEN GOTO 240
230 X(J) = XL(J) - XR
235 G = G + D(J) * X(J) ^ 2: GOTO 250
240 Y(J) = YL(J) - YR
245 E = E + D(J) * Y(J) ^ 2: F = F + D(J)
250 NEXT J
252 PR# 1: PRINT : PRINT : PRINT TAB( 13); "PISO "; K: PRINT
253 GOSUB 350
254 PRINT "CARREGAMENTO LATERAL": PRINT : PRINT "COMPONENTE": PRINT
255 FOR J = 0 TO L
260 IF J <= M - 1 THEN GOTO 270
265 H = D(J) * X(J) * R * YB / (E + G): GOTO 275
270 H = D(J) * R * (1 / F - Y(J) * YB / (E + G))
275 PRINT TAB( 6); J + 1; TAB( 13); "F= "; H
280 NEXT J
285 PRINT : PRINT
293 PR# 0
295 NEXT K
297 HOME : INPUT "OUTRO EXEMPLO (S/N)? "; V$
298 IF V$ = "S" THEN GOTO 5
299 PRINT TAB( 10); "**FIM DE PROGRAMA**": STOP
300 PR# 1
303 PRINT : PRINT
305 PRINT "NOME DA OBRA: "; O$: PRINT
310 PRINT "UNID. DE FORÇA: "; U$: PRINT
315 PRINT "UNID. DE COMP.: "; C$: PRINT
320 PRINT "NUMERO DE PISOS: "; I: PRINT
325 PRINT "COMP. PARALELOS A X: "; M: PRINT
330 PRINT "COMP. PARALELOS A Y: "; N: PRINT
334 PR# 0
335 RETURN
350 PRINT "COMPONENTE    DESLOCAMENTO": PRINT
355 FOR J = 0 TO L
360 PRINT TAB( 6); J + 1; TAB( 17); 1 / D(J)
365 NEXT J
366 PRINT : PRINT "RESULTANTE NO PISO:   R= "; R
367 PRINT : PRINT "DIST. PT. APLIC. RESULT.:   Y= "; YLR
370 PRINT : PRINT : PRINT "CENTRO DE RIGIDEZ   XR= "; XR; "   YR= "; YR: PRINT : PRINT
375 RETURN

```

## APÊNDICE III

## TABELAS DE PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS PARA O EXEMPLO II

## COMPONENTES C1 E C2

BARRA	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	PERFIL
1-24	2000.	2770.	205.	IP220
25-42	2000.	3890.	284.	IP240
43-60	2000.	8360.	604.	IP300
61-66 121-126	86.8	10450.	3670.	HPL260
81-86 101-106	97.3	13670.	4670.	HPL280
67-72 127-132	64.3	5410.	1950.	HPL220
87-92 107-112	86.8	10450.	3670.	HPL260
73-80 133-140	53.8	3690.	1340.	HPL200
93-100 113-120	76.8	7760.	2770.	HPL240
-				
-				
-				

## COMPONENTES C3

BARRA	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	PERFIL
1-24	2000.	3890.	284.	IP240
25-42	2000.	5790.	420.	IP270
43-60	2000.	8360.	604.	IP300
61-66 121-126	97.3	13670.	4670.	HPL280
81-86 101-106	198.	57680.	10820.	HPM400
67-72 127-132	86.8	10450.	3670.	HPL260
87-92 107-112	159.	45070.	8560.	HPL400
73-80 133-140	76.8	7760.	2770.	HPL240
93-100 113-120	133.	27690.	7440.	HPL340
141-152	191.	1.0	1.0	2L 200x24
153-164 181-182	124.	1.0	1.0	2L 200x16
165-180	104.2	1.0	1.0	2L 180x15

## COMPONENTE C4

BARRA	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	PERFIL
1-24	2000.	3890.	284.	IP240
25-42	2000.	5790.	420.	IP270
43-60	2000.	8360.	604.	IP300
61-66 121-126	97.3	13670.	4760.	HPL280
81-86 101-106	133.	27690.	7440.	HPL340
67-72 127-132	86.8	10450.	3670.	HPL260
87-92 107-112	124.	22930.	6990.	HPL320
73-80 133-140	76.8	7760.	2770.	HPL240
93-100 113-120	113.	18260.	6310.	HPL300

## COMPONENTE C5

BARRA	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	PERFIL
1 - 8	2000.	3890.	284.	IP240
9-14	2000.	5790.	420.	IP270
15-20	2000.	8360.	604.	IP300
21-26 41-46	133.	27690.	7440.	HPL340
27-32 47-52	124.	22930.	6990.	HPL320
33-40 53-60	113.	18260.	6310.	HPL300
61-72	124.	1.0	1.0	2L 200x16
73-84	104.2	1.0	1.0	2L 180x15
85-100	70.	1.0	1.0	2L 150x12

## COMPONENTES C6 e C7

BARRA	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	PERFIL
1-24	2000.	8360.	604.	IP300
25-42	2000.	11770.	788.	IP330
43-60	2000.	16270.	1040.	IP360
61-66 121-126	97.3	13670.	4760.	HPL280
81-86 101-106	97.3	13670.	4760.	HPL280
67-72 127-132	86.8	10450.	3670.	HPL260
87-92 107-112	86.8	10450.	3670.	HPL260
73-80 133-140	76.8	7760.	2770.	HPL240
93-100 113-120	76.8	7760.	2770.	HPL240
-				
-				
-				

## COMPONENTES C8 e C9

BARRA	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	PERFIL
1-8	2000.	11770.	788.	IP330
9-14	2000.	16270.	1040	IP360
15-20	2000.	23130.	1320.	IP400
21-26	198.	57680.	10820.	HPM400
27-32	159.	45070.	8560.	HPL400
33-40	133.	27690.	7440.	HPL340
41-60	133.	27690.	7440.	HPL340
47-52	124.	22930.	6990.	HPL320
53-60	113.	18260.	6310.	HPL300
61-66	181.	1.0	1.0	2L 200x24
67-72	124.	1.0	1.0	2L 200x16
73-80	104.2	1.0	1.0	2L 180x15

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. SCHUELLER, W. - "High-rise building structures", A Wiley Interscience Publication, 1977.
2. SORIANO, H.L. - "Notas de aula do curso COC-793 - Edifícios Altos", COPPE/UFRJ, 1986.
3. IYENGAR, S.H. - "State-of-the-art report on composite or mixed steel-concrete construction for buildings", Published by American Society of Civil Engineers, 1977.
4. HART, HENN e SONTAG - "Multi-storey buildings in steel", Granada Publication, 1978.
5. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION - "Manual of Steel Construction", 8th. ed., Chicago, Ill., 1980.
6. ICES STRUDL-II - "Engineering user's Manual", Vol. 1, Frame Analysis, Massachusetts Institute of Technology, Dept. of Civil Engineering, Cambridge, Mass., Nov. 1968.
7. TARANATH, B.S. - "Optimum belt truss locations for high-rise structures", AISC Engineering Journal, Vol. 11, First Quarter, 1974.
8. STAMATO, M.C. - "Distribuição das cargas de vento entre os painéis de contraventamento", Publicação 131, São Carlos, 1978.

9. PICARD, A. e BEAULIEU, D. - "Calcul aux états limites des charpentes d'acier", Institut Canadien de la Construction en Acier, 1981.
10. McGUIRE, W. - "Steel structures", Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, 1968.
11. GAYLORD, E.H. e GAYLORD, C.N. - "Structural Engineering Handbook", McGraw -Hill, New York, 1968.
12. "Structural Steel Designer's Handbook", Edited by Frederick S. Merrit - McGraw-Hill, New York, 1972.
13. PICARD, A. - "Systèmes de resistance aux forces laterales dans les charpentes d'acier", Troisième Conférence Canadienne sur le Génie Sismique, Université McGill, Comptes Rendus, Tome 2, 1979.
14. ECOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANE - "Conception des structures métalliques dimensionnement des halles et bâtiments", Dépt. de Génie Civil, Note de Cours, Octobre, 1975.
15. SILVA, J.L. - "Análise aproximada de edifícios altos em microcomputadores", Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, 1986.
16. McNABB, J.W. e MUVDI, B.B. - "Drift reduction factors for belted high-rise structures", AISC Engineering Journal, Vol. 12, No. 3, Third Quarter, 1975.

17. CÂMARA Jr., V.F. - "Análise dos esforços em edifícios altos", Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, 1978.
18. STAFFORD SMITH, B. e SALIM, I. - "Parameter study of outrigger-braced tall building structures", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST10, Oct., 1981.
19. STAFFORD SMITH, B. e NWAKA; I.O. - "The behaviour of multi-outrigger braced tall buildings", American Concrete Institute Special Publication of Papers for Symposium on Reinforced Concrete Structures, 1980.
20. WONG, C. - "Structural system-Getty Plaza Tower", AISC Engineering Journal, First Quarter, 1984.
21. ACI COMMITTEE 442 - "Response of buildings to lateral loads", Journal ACI, Feb., 1971.
22. ROEDER, C.W. e POPOV, E.P. - "Design of an eccentrically braced steel frame", AISC Engineering Journal, Third Quarter, 1978.
23. ARISTIZABAL-OCHOA, J.D. - "The disposable knee-bracing technique in steel frames", AISC Engineering Journal, Second Quarter, 1986.
24. GUNNIN, B.L. - "The first international building in Dallas, Texas (USA)", Acier-Stahl-Steel, No. 3, 1976.
25. PICARD, A. - "Standard Oil of Indiana Office Building Chicago (USA)", Acier-Stahl-Steel, No. 4, 1973.



26. MOSCO , V. - "A new architectural and structural design for buildings of great height", Acier -Stahl-Steel, No. 7/8, 1976.
27. STAFFORD SMITH, B. e VÉZINA, S. - "Evaluation of centres of resistance in multistorey building structures", Proc. Inst. Civ. Engrs., Part 2, 1985.
28. IABSE STRUCUTRES - "Selected works of Fazlur R. Khan (1929-1982)", IABSE Periodica 4/1982.
29. GRINTER, L. - "Theory of modern Steel structures", Vol. I, MacMillan, New York, 1949.
30. CÁTÁLOGO DE PRODUTOS AÇOMINAS.
31. SCALZI, J.B - "The staggered truss system - structural considerations", AISC Engineering Journal, October, 1971.
32. "Staggered truss framing systems for high-rise buildings", UNITED STATES STEEL Technical Report, May 1971.
33. LEFIER, R.E. - "Calculation of wind drift in staggered-truss buildings", AISC Engineering Journal, First Quarter, 1983.
34. KHAN, F.R.; IYENGAR, S.H. e COLACO, J.P. - "Analysis and design of the 100-story JOHN HANCOCK CENTER IN CHICAGO (USA)", Acier-Stahl-Steel, No. 6, 1968.
35. KHAN, F.R. e IYENGAR, S.H. - "The Sears Tower (CHICAGO): World's Tallest Building", Acier-Stahl-Steel, No.7/8, 1973.

36. "Interaccion Estructural em Marcos y Muros de Cortante",  
Publicacion de Portland Cement Association, Editorial  
Limusa, México, 1977.
37. EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK , COMMITTEE  
11 - "European Recommendations for the design of  
composite floors with profiled steel sheet", Published  
by Constrado, May 1975.
38. McNABB, J.W. e MUVID, B.B. - "Discussion of drift reduction  
factors for belted high-rise structures", AISC Engineering  
Journal, Vol. 14, No. 1, First Quarter, 1977.
39. KARSNICKI, W. - "Constructions métalliques de bâtiments à  
étages multiples en Pologne", Acier-Stahl-Steel, No. 4,  
1965.